

# بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

## هذ الملف تم تجميعه من موقع "ملتقى المهندسين العرب"

واحب ان اشكر المهندس المحترم رزق الحجاوي صاحب هذه الفكرة الرائعة والمفيدة جدا

### مشاكل تنفيذية وحلول هندسية.....؟؟؟؟!!!!

رزق حجاوي

استشاري الهندسة المدنية

### سأبدأ بفتح موضوع تحت عنوان مشاكل تنفيذية وحلول .....؟؟؟؟!!!!

من خلال اطلاعي على عدد من المواضيع التي يتم نقاشها او السؤال عنها في هذا المنتدى او غيره من المنتديات ان هناك مواضيع ومشاكل يتم طرحها ونجد حلول ممن واجه هذه المشكلة وقام بتنفيذ حل لها او ان هناك مهندسين يقترحون حل معين لهذه المشكلة.

هذا يكون ذو فائدة عظيمة عندما يكون الحل يتبع الحل الهندسي المبني على اساس الخبرة والاطلاع على مراجع علمية ومن خلال مشاركة اكثر من مهندس وليس حلا فرديا قدر الامكان. سأبدأ في مشكلة تحدث كثير في المواقع وهي وجود تعشيش ( فراغات في صب الخرسانة) وقد تكون في عمود خرساني او نقطة التقاء الجسور مع الاعمدة او في الجسر نفسه او في البلاطات. وردت المشكلة التالية من أحد المهندسين

"ما ذا يفعل مهندس التنفيذ في حالة انه وجد اثناء فك جوانب فرم احدي الكمرات ذات البحر الكبير او الفريمات بوجود تعشيش كبير او وجد فراغ كبير بين منطقة اتصال الكمره بالعمود

انا شخصيا واجهت هذه المشكلة وذلك كان مع فريم بحره كان 17 متر وفي نهايته كابولي طوله 3 امتار ، فوجئت بعد حل جوانب الكمره في اليوم الثالث ان منطقة اتصال العمود بالكمره من اسفل به فراغ بارتفاع 25 سم بين نهاية سطح العمود اي الخرسانه القديم والخرسانه الجديده وذلك في المنطقه التي يوجد بها كابولولي وذلك بمعنى انه في حالة حل باقي الشده الخشبيه سوف يقوم الفريم بالدوران نتيجة الهبوط بمقدار 25 سم في النهايه وبالتالي سوف يحدث كسر في الجبهه الاخرى من اتصال العمود بالكمره نتيجة العزم ا لذائد والضخم جد نتيجة حمل الفريم الضخم "؟؟؟؟؟

حل الذي تم عموما قد قمت في هذه الحاله بمجرد رؤية هذا الفراغ بالتنبيه علي المقاول بعمل حقن لهذا الفراغ بمادة الجراوت grout الغير منكمشه non shrinkage وايضا الالتزام بالفتره المحدده لفك الفريم حتي لا يحدث اي اثار جانبيه للفريم نتيجة هذا الخلل وبالفعل تم ذلك ولم تحدث اي مشاكل بعد ذلك مع العلم انه تم فك باقي الشده بعد فتره 21 يوم مع ان الفريم كان قد تم تحميله بالاحمال الميتة وهي كانت عباره عن فريمات معدنيه تم تجليدها بخشب موسكي والفريمات المعدنيه بلغ وزنها لوحدها 9 طن.

والان ماذا ريكم بهذا الحل ؟؟؟

-هل ما تم من حل للمشكلة صحيح ؟

- ما هو رايك بالحل الافضل لو كنت مكانه ؟؟

رزق حجاوي

استشاري الهندسة المدنية

لقد قرأت كل المشاركات السابقة لهذه المشكله ولكن هناك حقيقة مشكله اكبر في هذه الحلول وهي ان ليس من المؤكد ان كل المهندسين لديهم نفس الخبره لتصور حل مشكله مثل هذه او ان الحل الذي قام به الاخ المهندس هو الحل الافضل وخصوصا انه في نهاية الحل للمشكلة قال ان تم صب grout ولم تحدث اي مشكله وبالتالي يعتقد البعض ان هذا هو الحل السحري لمثل هذه المشاكل واذا صادف نفس المشكله يقوم بحلها بنفس الطريقة

وهنا تكمن الخطوره في ذلك فطريقة الاصلاح تعتمد على حجم المشكله ومكانها.  
والحل الافضل الا يكون الحل فرديا واعتماد ذلك على خبرته السابقة واحب هنا ان اطرح طريقتي لحل مثل هذا النوع من المشاكل حيث يجب ان يكون الحل الانني هو التدعيم وان يكون المنشأ امنا وليس التفكير السريع بالحل للمشكلة وتغطيتها.

اتفق معك على حدوث مشاكل مفاجئة في الموقع ولكن لتقليل مثل هذه المشاكل يعود للخبره السابقة واتخاذ الاحتياطات اللازمة اثناء التنفيذ والطريقة الامثل في ذلك ان يكون هناك بمودج للاستلام يتم فيه التقديق على كل مرحلة من مراحل التنفيذ ومنها:-

1- الخلطة التصميمية واكبر حجم للزلط (الفوليه course Aggregate (وعلاقة ذلك بالتباعد بين القضبان وسمائة التغطية للحدب Cover

2-اجراء فحص Slump Test لكل سيارة قبل البدء بالصب.

3-التأكد على المراقب عند منطقة التداخل بين حديد العمود والجسر وخصوصا في الجسور الساقطة ان الخرسانه تدخل بين القضبان وان يتم الرج الجيد لها وان يتأكد المراقب بنفسه ان ذلك تم وعدم مغادرة مكان الصب وخصوصا عند صب العقدات.

4-ان يتم فك جوانب الجسر اولاً!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!! قبل البدء بفك الدعم او التخفيف منه تحت الجسور حيث يظهر مباشره اي عيوب بالصب.

5-عند حصول مشكله يتم دراستها ووضع العلاج لها حيث تكون طريقة الاصلاح امنه تحت ظروف العمل للاصلاح.

وأعود الان للمشكلة التي طرحها الاخ المهندس فمن وجهة نظري يكون التصرف كما يلي:-

1- اولاً قبل الاستمرار بالفك يجب مباشرة تدعيم الجسر والكابولة Cantileaver والبلاطة المجاوره للجسر والكابوله من الجانبين قبل اتخاذ اي طريقة للعلاج.

2- وضع طريقة للاصلاح Method statement of repair واعتمادها من المهندس المشرف بحيث توضح طريقة الاصلاح والمواد التي ستستخدم وبعد الاتفاق على الاصلاح واخذ الموافقة عليها يتم البدء بالاصلاح واقتراح الطريقة التالية:

- ازالة كافة الخرسانة التي بها عيوب وتفرغ الخرسانه في منطقة التقاء العمود مع الجسر مع الكابولة بحيث تكون مفتوحة بالكامل من الاعلى ليتم الصب منها ومراقبة عملية الصب.

- الغسيل الجيد للخرسانة وحديد التسليح ودهان الخرسانة بمواد خاصة تساعد على الالتصاق

- تسكير جوانب الجسر وتدعيمها.

- استخدام مواد Non shrinkage material ذات مقاومة عالية وذات صفة ( self compacting مع العلم بأن الاصلاح في مثل هذا النوع من المواد له مشاكل اخرى وهي ان عامل التمدد لها يختلف عن عامل التمدد للخرسانة وبالتالي تحدث مشاكل في المستقبل حيث ان افضل طريقة للاصلاح هو استخدام نفس المواد المستخدمة في المنشأ اي خرسانة عادية بشروط خاصه)

- التأكد من ان الخرسانة قد اغلقت جميع الفراغات.

- ابقاء الدعم تحت الجسر والكابولة والبلاطة الملاصقة للجسر والكابوله حتى الحصول على القوة التصميمية للخرسانة.

-فك جوانب الجسر والدعم.

- اجراء فحص التحميل للمنطقة التي حدث فيها مشكلة بالصب حسب الكود المعتمد بالتصميم وتوثيق ذلك والتأكد من أن طريقة الاصلاح لم تؤثر على قدرة التحمل لكل من الجسر والكابولة.

**ماجدان**  
عضو متميز

وفعلا هو خطأ ليس بالأمر الصعب ولكن يجب معالجته بطريقة صحيحة

**للعلاج :**

1- بأستخدام الأجنه والمطرقة ( الربع ) يتم تكسير جزء التعشيش وهو كل الركام الضعيف المعزول تماما بدون ماده لاحمه ( الماده الأسمنتية ) حتى يظهر لك الركام الكبير شديد التماسك في منطقة التعشيش وذلك من خلال صنيعى نحات وتأكد أنه شديد التماسك واللحام بالخرسانه

2- يتم بأستخدام كمبريسور هواء تنظيف المكان جيدا من مخلفات التكسير والأترابه العالقه بالتسليح

3- يتم سنفرة الحديد الظاهر تماما وجيدا بواسطة سنفره عاديه (يدويه ) أو صاروخ



- 4- يتم رش مكان التعشيش هذا بالماء جيدا حتى - يبرق - باللهجة المصرية  
5- يدهن حديد التسليح بماده برايمر جيدا  
6- يتم عمل خلطه خرسانيه بنفس نسب خلط الخرسانه المصبوبه فى الموقع  
7- يضاف ماده أيبوكسى أو أديبوند ( ده فى مصر وآسف انى غير مطلع على السوق السعودى بس أعتقد أن أكيد هتلاقى المواد دى فى مكاتب توكيلات المعالجه بالكيمائيات ) إلى الخرسانه للحام الخرسانه القديمه بالجديده ويتم الصب أو بمعنى أسهل يتم ملئ مكان التعشيش لأنه باطبع سيكون صغير وغير نافذ خلال العمود إذ لم يسمى تعشيش حين أذ وننصح بتكسير العمود فى هذه الحاله ولم أ تطرق لمعنى التعشيش وأسبابه لأن الأخوه المهندسين سبقونى مشكورين

### محمد سلامه الجمال

جديد

اولا بالنسبة الى المشكله التى واجهت الاخ الزميل م رزق حجاوى بإكتشافه وجود تعشيش فى الجزء الواصل بين العمود والكمرة وحلها

- 1- لايمكن اعتبار حل المشكله والتى قام السيد المهندس بإتباعها هو الحل الامثل لكل الحالات المشابهة.
- 2- المشاكل التى تحدث بالموقع لايمكن حلها او الحكم على حلها عن طريق الرسائل حيث ان الرسائل لا تصف الواقع بدقة فربما هناك تفاصيل صغير لم ينتبه إليه مهندس الموقع تغير طريقة المعالجة لذا نرجو من المشاركين والراغبين فى طرح مشكله ان يتم إرفاق صور فتوغرافية واضحة وذلك حتى يتم الحكم على حجم المشكله وطريقة الحل ففى حالة مشابهة تم تكسير الكابولى وجزء من الكمرا حتى ربع البحر ( حسب حالة الكمرة هل هى مستمرة او غير مستمرة ) ثم تم اضافة ماده لربط الخرسانة القديمة بالجديده وتم صبها مرة اخرى.

نفعلنا الله بما علمنا وعلمنا ما ينفعنا

### hanymusica

عضو

- أخويا العزيز رزق تحية طيبة و بعد  
بالنسبة لسؤالك الخاص بالتعشيش  
هناك طريقة و عن تجربة شخصية لمعالجة ما حدث عن التعشيش و هو كالآتى  
أستخدم المواد الخصوصية الاتيه و هى متوافرة فى دول الخليج  
1-مادة دهان الحديد basf zincrithch  
2-مادة دهان الخرسانة المصبوبة قديما basf 1414  
3-مادة الجراوت basf s88 او basf s66 و كلاهما اذا خلطت جيدا تعطي مقاومة ضغط تقدر بى 700 kg/ cm2  
و خطوات التنفيذ كلاتي :  
1- تكسير المناطق الضعيفة حتي تصل الى المناطق القوية من الخرسانة  
2- تنظيف حديد التسليح جيدا و دهانه بمادة مقاومة للصدأ مثل مادة ال Zr التى سبق ذكرها اعلاه  
3- دهان سطح الخرسانة القديمة بواسطة فرشاة ريفية لتفادي التسليح بمادة 1414 او اى مادة Bonding agent  
هى مادة ممتازة لاصقة و وظيفتها لصق الخرسانة القديمة بالجديده  
4- الخطوة الاتية تنقسم الى فرعين يتم استخدام احدهما  
أ- فى حالة استخدام مادة الجروت s88 و هى تشبة مونة المساح (خلطة اسمنتية) بمعنى ان فرمجي او مساح بواسطة المسطرين و البروة يقوم بفردھا و مسحها على المناطق المصابة لتعويض التعشيش  
ب - فى حالة استخدام مادة ال s66 و هى اشبة بالخرسانة تماما و لكن عند خلطها تكون مثل السائل تماما لضمان سهولة مشغوليتها اثناء الصب فى المناطق الدقيقة و ضمان عدم التعشيش من جديد و تحتاج الى فورمة نجار لانها تصب و لا تمسح كالمادة الاولى المذكورة فى البند أ  
و تأكد تماما من ان هذه المواد معتمدة و رائعة و تمتاز بمقاومة ضغط 7 كجم \ سم2 و لكن اتبع نسب الخلط بالماء المذكورة و هى تقريبا كل شكاره تحتاج الى اربعة لتر ماء فقط و الخلط بواسطة مضرب ألى او mixer وهى مضرب يركب على اى دريل و ان مدة الخلط و المسح او الصب لا يتخطى ال 20 دقيقة و ذلك لسرعة شك تلك المواد  
أرجو ان اكون قد اوفيت فى الشرح و انا تحت امرك فى اى شئ

## رزق حجاوي

إستشاري الهندسة المدنية

اقتباس:

- هناك طريقة و عن تجربة شخصية لمعالجة ما حدث عن التعشيش و هو كالآتي  
أستخدم المواد الخصوصية الآتية و هي متوافرة في دول الخليج
- 1- مادة دهان الحديد basf zincrithch
  - 2- مادة دهان الخرسانة المصبوبة قديما basf 1414
  - 3- مادة الجراوت basf s88 او basf s66 و كلاهما اذا خلطت جيدا تعطي مقاومة ضغط تقدر بـ 2700 kg/cm<sup>2</sup>

اشكر للمهندس هاني على هذه المشاركة بخصوص استخدام المواد الخاصة في معالجة عيوب الخرسانة ليست الحل الافضل دائما.  
الحل الافضل دائما هو منع حدوث العيوب من اساسها من خلال اتباع الطرق الهندسية في العمل  
اما مشكله المواد الخاصة فكما ذكرت ان قوة الكسر لها اعلى بكثير من قوة كسر الخرسانة وكذلك معامل التمدد لها مختلف لذلك نجد بعد مدة حصول تشقق شعري hair crack بين الخرسانة الاصلية والخرسانة المعالجة.  
ولكن اتفق معك انه لو حصل تعشيش segregation او بعض الفقاعات الهوائية وليس في مناطق انشائية رئيسية فلا مانع من المعالجة بها اما ان تتم معالجة اي عيوب في الخرسانة قبل الكشف من مهندس له خبرة وتقدير العيوب فهنا تقع المشكله والذي وللأسف يحصل في الموقع بعد فك الطوبار formwork يقوم عامل بتغيب عيوب الخرسانة قبل قيام المهندس بالكشف عليها واجراء الاصلاح حسب الاصول.

## ghreebeldar

عضو فعال

بخصوص التعشيش المذكور في المشكلة الأولى أضيف:

بخصوص اقتراح سالدان:

- 1- لاوافق على دهان حديد التسليح بالبريمر لأنه لا يوجد صدأ حالي ولا مستقبلا  
والبريمر مادة عازلة تقلل تماسك الحديد مع الخرسانة
- 2- يلزم دهان سطح الخرسانة ( فاصل الصب ) بادة ربط ايبوكسية
- 3- عمل جوانب من النجارة لحفظ المادة المصبوبة
- 4- ثم صب جميع الفراغ ( التعشيش ) بعد تكسير الرايش أو الأجزاء الخرسانية الغير متماسكة بالكامل بالجروت لسببين:  
ا - لقوة صلابته ب - لأنه غير قابل للانكماش

اود المشاركة في مناقشة موضوع معالجة التعشيش الحاصل في نقطة اتصال العمود بال (cantilever) ولو ان المشاركة جاءت متأخرة ولكن لا بأس افضل من عدمها  
في البدء قبل الخوض في موضوع المعالجة اود ان اطرح عدة ملاحظات عليها تكون مفيدة لمن يطلع ويشترك في هذا الموضوع (لمقترح هذه الزاوية اجمل تقدير) كما لانسان اطلب من زملائي ما يرونه يستوجب من ملاحظاتي

1- لتنفيذ اي منشأ او جزء منه هناك عدة اجراءات يتوجب الالتزام بها لضمان التنفيذ السليم وبدون مشاكل انشاء الله

a- اجراءات ما قبل الصب: يتوجب على المهندس المنفذ التأكد من متانة القالب الخشبي والربط الصحيح لحديد التسليح والمراقب وعامل هزاز الكونكريت من الحركة بسهولة ليتمكن كل منهم من تأدية المهمة المطلوبة لضمان التنفيذ الصحيح

وهنا اؤيد ما ذهب اليه الاستاذ رزق بخصوص المقاس الاكبر للركام الخشن (max. aggregate size) وملائمته لاضيق الابعاد المطلوب صبها

b- ان يكون طريق وصول ناقلة الكونكريت والمضخة الى منطقة الصب سالكا

c- ان يكون لديه احتياط جاهز من هزاز الكونكريت وملاحظة قطر خرطوم الهزاز بحيث يكون ملائما لكثافة حديد التسليح

d- تهيئة متطلبات المحافظة على الكونكريت بعد الصب وحسب الظروف الجوية السائدة ---شتاء---صيف---الخ  
e- تهيئة مخروط قياس هطول الكونكريت وكما ذكر الاستاذ رزق ضروري جدا لمعرفة قابلية التشغيل للخلطة  
الخرسانية والمحتوى المائي لها وتجنب اضافة ماء للخلطة لان ذلك له مردود سلبي على قوة تحمل الكونكريت  
وكذلك يؤدي حصول انغزال في مكونات الكونكريت وبالتالي حصول ما يسمى (honey comb) في

الكونكريت والذي يتطلب معالجة ايضا  
f- وضع خطة لتنفيذ عملية الصب وتجنب ان يكون العمل عشوائي وانما على اساس حسابات دقيقة لتجنب  
حصول (cold joint)

الاجراءات خلال عملية الصب  
قبل البدء بالصب يتوجب ترطيب الارض اذا كان الصب مباشرة عليها--وكذلك الرش الخفيف بالماء للقالب وحديد التسليح  
دون ترك ماء راكد وخاصة في الايام الحارة  
وفي حالة الصب فوق صب قديم --يتوجب ان يكون الصب القديم خشنا ويضاف الى سطحه شربت السمنت بنسبة خلط  
مع الماء 1:1 وبسبك 1.5 سم قبل وضع الكونكريت الجديد--بعدها تتم عملية الصب  
اجراءات ما بعد الصب

تشمل عملية انضاج الكونكريت والمحافظة عليه  
بعد ماورد اعلاه سناقش موضوع التعشيش  
ان طرق المعالجة تعتمد على موقع الخلل بالنسبة للمنشأ ونوعية الاجهاد الذي يتعرض له وعلى اساس ذلك يتم وضع  
خطة المعالجة

من خلال مافهمته من العرض الذي قدمه الاستاذ رزق فان التعشيش هو في الجزأ الاسفل لل(cantilever) وفي منطقة  
اتصاله بالعمود--وكان بودي ان يشير الاستاذ رزق الى عمق ال(cantilever) والجسر المستند على العمود للاستفادة منه  
توضيح رأيي بالموضوع ومع هذا

اود القول ان الكونكريت في الجزء الاسفل من ال(cantilever) والجسر في منطقة الاتصال بالعمود  
يتعرض الى اجهاد ضغط وهذا يسهل كثيرا عملية المعالجة حيث ان المطلوب في هذه الحالة هو املاء الفراغات بنفس  
نوعية الكونكريت واستخدام مضافات لضمان التصاق الكونكريت بحديد التسليح والكونكريت المصبوب ---ورأي في  
الموضوع هو عدم ازالة الجزأ العلوي من الصب كون هذه المنطقة هي المنطقة الحرجة بالنسبة لقوة القص وانما عمل  
قالب بعرض اكثر من اسفل الجسر في منطقة التعشيش مع المحافظة على السند وجعل جوانب القالب بنفس ارتفاع الجسر  
وتكون الزيادة في العرض بما يكفي لادخال خرطوم الهزاز --وباجراءات التنظيف التي ذكرها الزملاء  
وفي اليوم التالي يتم فتح جوانب القالب وازالة الزيادة في الكونكريت باستخدام الكوسرة وحجر الجلي

اشكر للمهندس مطلق اهتمامه ومشاركته ، بخصوص حالة الجسر التي سألت عنها كما ذكر المهندس في مشاركته "بعد  
حل جوانب الكمره في اليوم الثالث ان منطقة اتصال العمود بالكمرة من اسفل به فراغ بارتفاع 25 سم بين نهاية سطح  
العمود اي الخرسانه القديم والخرسانه الجديد وذلك في المنطقة التي يوجد بها كابولولي وذلك بمعنى انه في حالة حل باقي  
الشده الخشبيه سوف يقوم الفريم بالدوران نتيجة الهبوط بمقدار 25 سم في النهايه وبالتالي سوفي يحدث كسر في الجبهه  
الاخري من اتصال العمود بالكمرة نتيجة العزم ا لذاند والضحخ جد نتيجة حمل الفريم الضخم" اي انه كبير وكان  
اعتراضي على طريقة الحل المقترحه ان ركز بالاول على تغطية العيب بالجسر قبل الاهتمام بالامان له وثانيا طريقة  
الاصلاح التي قام بها.

بخصوص مشاركتك فانني اوافقك عليها باستثناء نقطة واحده فقط وهي  
"وفي حالة الصب فوق صب قديم --يتوجب ان يكون الصب القديم خشنا ويضاف الى سطحه شربت السمنت بنسبة خلط  
مع الماء 1:1 وبسبك 1.5 سم قبل وضع الكونكريت الجديد--بعدها تتم عملية الصب  
اجراءات ما بعد الصب

تشمل عملية انضاج الكونكريت والمحافظة عليه"  
فهذه الطريقة الشائعة بالمواقع غير صحيحة وبدلا من استعمال هذه الطريقة " روبه " grout لانها تعمل طبقة فاصله بين  
الخرسانة القديمة والجديدة ولذلك يفضل ان يتم زياده المحتوى الاسمنتي للخلطة الاولى وزياده slump وان يتم الرج حتى  
الوصل الى طبقة الخرسانة القديمه.



بخصوص مشكلة التعشش في الخرسانة وعلاجها بال (grout) نعم ان القراوت نوع من انواع المضافات ولكنه ليس من المضافات التي تضاف للخرسانة بعد تصلبها ولذلك فاعتقد ان كل مشكله ستتطلب علاجها اضافته خرسانة جديده الي خرسانة قديمه فالحل الناجع والامن هو ان تضاف احدي المضافات الخاصه والتي تقوم بعملية اللحام بين الخرسانتين وذلك مثلما يحدث تماما عندما نريد زيادة المقطع لعمود خرساني قديم مثلا لتحمل وزن جديد

### احمد مدني

عضو

مشكور كتير يااستاذ حجاوى علي اثاره موضوع مهم زي دا واسال الله ان تعشش في قلوبنا المحبه ولكن اعتقد ان ال (grout) ليس من المضافات التي تضاف للخرسانة حينما يكون الغرض صنع لحام بين خرسانتين قديمه وجديده لان ال grout يحتفظ بتماسكه لوحده اويزيد من قوة التماسك في حالة اضافته قبل الجفاف واثناء الخلط لذلك في حالة التعشش بفراغ كبير كماذكرت فينبغي ان تعالج الخرسانة في هذه الحالة باحدي المضافات الخرسانيه المتخصصه عمليه اللحام بين خرسانتين قديمه واخري جديده كمايحدث تماما عندما نريد زيادة مقطع عمودخرساني قديم ليتحمل وزن جديد مثلا كاضافه طابق جديد مثلا وشكرا

### Majid Hamed

جديد

ان معالجة المناطق التي يظهر فيها تعشيش تكون كالاتي \* تفسير كل الاجزاء الخرسانية التي ظهر عليها التعشيش لحين الوصول الى النطة القوية من الخرسانة ويفضل عمل تيسر تحميل الخرسانة في الموقع ويقارن مع التيسر المأخوذ عند صب الخرسان التيسر المعمول بالموقع يجب ان لا يقل عن 75% من التيسر المعمول للخرسانة عند الصب بعدها ينظف الجزء الخرساني بواسطة ضاغطة الهواء الكمبريسر ثم يغسل بالماء النظيف مع تنظيف حديد التسليح جيدا ثم عمل خلطة خرسانية بنفس النسب القديمة والقيام بصب الجزء الذي حدث فيه التعشيش مع مراعات تثبيت القالب بشكل جيد يمنع خروج الجزء الجديد عن مساره يفضل اضافة مادة الايبوكسي لتماسك الخرسانة الجديدة بالجزء القديم وكذلك اضافة بعض المضافات الخرسانية كقشور رماد الرز هذا عندنا في العراق او المضافات المعجلة للتصلب او المبطنة ..... بعد تماسك الخرسانة الجديدة بشكل جيد وفتح القالب يفضل عمل تيسر تحميل في الموقع للجزء الجديد المصبوب ويجب ان تكون النتائج مشابهة للتيسر المعمول للجزء القديم اي يجب ان لا تكون اقل .... مع الشكر

### منجة

عضو فعال جداً

بالنسبة للمشكلة الأولى (التعشيش عند إتصال الجائز مع العمود) يجب الإنتباه أولاً إلى مكان التعشيش فإن كان في مكان الخرسانة المعرضة للشد فلا يوجد مشكلة كبيرة لأن هذه المنطقة لا تدخل في الحساب عند التصميم ويتم معالجتها بأن يتم تنظيف مكان التعشيش ومن ثم حقن مكانه بالبيتون بعيار إسمنت عالي. أما إذا كان مكان التعشيش في المنطقة التي يعمل البيتون فيها على الضغط فيجب بعد تنظيف مكان التعشيش أن يتم حقنه بمواد خاصة وهذه المواد تختلف أسماءها التجارية من بلد لآخر من شركة لأخرى وللاطمئنان يفضل إجراء تجربة التحميل لهذا الجائز. أما عن مشكلة الخزان فيجب عند صب القاعدة وضع جوان كوتشوك في منطقة اتصال القاعدة مع الجدار وهو عبارة عن شريحة كاوتشوك بعرض حتى 15 سم يغرز نصفها في بيتون القاعدة والنصف الآخر يدخل ضمن بيتون الجدار عند صبه وهذا الأمر ينفذ أيضاً في الجدار أيضاً في حال تم صبه على عدة مراحل. أما عن صب القاعدة فيفضل يكون الصب مستمرا حتى لو تم اللجوء الى نظام الورديات للعمال . علما أنه يجب على الجهة التي تقوم بتدقيق الدراسة أن تأخذ بعين الاعتبار عند اعتماد الدراسة الإمكانات المتوفرة للتنفيذ فمثلا مالفائدة من دراسة لمبنى برج ليس فيها أي مشكلة من الناحية الفنية أو الإنشائية ولكن غير متوفرة المعدات اللازمة لتنفيذ الأبنية العالية

### المهاجر 16

عضو

الاخ العزيز رزق السلام عليكم ورحمة الله وبركاته  
حول المشكلة الاولى وهي مشكلة تعشيش الخرسانة او مايسمى في اللغة الانكليزية (honeycomb) ماعندي ما اضيفه  
على المشاركات سوى انكم ذكرتكم ان الحل هو باستخدام ماده non - shrinkage وهذه الماده لها تدرجات مختلفة  
فمنها ماهو مخصص لمعالجة التشققات ومنها ماهو مخصص لمعالجة مثل هذه الحالة وهنا اعتقد يجب ان نستخدم مايسمى  
ب miniconcrete وهنا يكون تدرج الركام قريب من تدرج ركام الخلطة الخرسانية المستخدمة في صب الجسور والعمود  
واشرت الى ان استخدام مثل هذه المواد قد يسبب مشاكل ولم تذكر شي من هذه المشاكل والسؤال هنا للاستفادة واشرت  
ايضا انه من الافضل استخدام خلطة بمواصفات خاصة فماهو المقصود بالمواصفات الخاصة هل تعني تغيير نسب الخلط  
من زيادة او نقصان ام تعني اضافات كيميائية للخلطة  
بارك الله فيك على الجهود الطيبة وأسأل الله ان تكون في ميزان حسناتك  
ارجو ان تكمل تعليقك على الخزان وخاصة انني بحاجة الى بعض التفاصيل في موضوع تحديد اماكن فواصل الصب  
وماالاشتراطات في ذلك

**رزق حجابي**  
استشاري الهندسة المدنية

## السلام عليكم اشكرك على مشاركتك واهتمامك بالموضوع.

القياس:

مشكلة تعشيش الخرسانة او مايسمى في اللغة الانكليزية (honeycomb) ماعندي ما اضيفه على المشاركات  
سوى انكم ذكرتكم ان الحل هو باستخدام ماده non - shrinkage وهذه الماده لها تدرجات مختلفة فمنها ماهو  
مخصص لمعالجة التشققات ومنها ماهو مخصص لمعالجة مثل هذه الحالة وهنا اعتقد يجب ان نستخدم مايسمى  
ب miniconcrete وهنا يكون تدرج الركام قريب من تدرج ركام الخلطة الخرسانية المستخدمة في صب  
الجسور والعمود

اتفق معك تماما ان مواد الاصلاح Concrete Repair Material تختلف في نوعيتها للاصلاح حسب  
عمق اي سماكة الخرسانة وابعاد المقطع الخرساني اصلاحة حيث تكون المواد الحصوية Sand &  
Aggregate لها تدرج مختلف ويكون لكل تدرج خاص بطريقة معينة للاصلاح.

القياس:

واشرت الى ان استخدام مثل هذه المواد قد يسبب مشاكل ولم تذكر شي من هذه المشاكل والسؤال هنا للاستفادة واشرت  
ايضا انه من الافضل استخدام خلطة بمواصفات خاصة فماهو المقصود بالمواصفات الخاصة هل تعني تغيير نسب الخلط  
من زيادة او نقصان ام تعني اضافات كيميائية للخلطة

بخصوص استخدام مواد الاصلاح الجاهزة مثل مواد الايبوكسي او غيرها فكما هو معلوم فان مواصفات هذه  
المواد من ختلف من حيث الخواص الفيزيائية بالتمدد والتقلص تختلف عما هو خرسانة concrete وبالتالي  
فقد لوحظ انه بعد فترة من استخدام هذه المواد في الاصلاح قد حصل تشققات بين مواد الاصلاح والخرسانة  
مما يؤدي بعد فترة الى انفلاتها من الخرسانة slipping away ومن خلال المشاهدات فان عمر الاصلاح لا  
يزيد عن 5 سنوات والبعض يسمي هذا النوع من الاصلاح Cosmetic Repair اي الصيانة التجميلية اما  
الصيانة الانشائية structura repair فيجب فيها ازالة الخرسانة المتضررة والحديد المتضرر.  
افضل طريقة للاصلاح هي استخدام الخرسانة العادية اي نفس نوعية الخرسانة المطلوب الاصلاح لها مع  
تحسين الخواص لها بحيث تكون خالية من الكبريتات او الكلوريد واضاموا مواد محسنة للخرسانة وتقليل  
الحرارة الناتجة عن تفاعل الاسمنت " الاماهه" باستخدام GGBFS , Fly Ash ..... وغيرها من المواد  
بحيث يتم ازالة المقطع الخرساني بعمق لا يقل عن 2.5 الى 5 سم من المقطع الخرساني المتضرر واستبدال  
الحديد التالف ووضع مواد تساعد على الالتصاق بين الخرسانة الجديدة والقديمة ومن ثم صب المقطع الخرساني  
من جديد.

وهناك مشاركة كاملة بالتفصيل بخصوص طريقة صيانة Sofet Slab (Bottom level of Slab) لميناء  
حيث تم شرح ذلك بالتفصيل يمكن البحث عنها في " مشاكل تنفيذية وحلول هندسية"

ارجو ان تكمل تعليقك على الخزان وخاصة انني بحاجة الى بعض التفاصيل في موضوع تحديد اماكن فواصل

### الصب وما الاشتراطات في ذلك؟

بخصوص الفواصل قدمت اكثر من مشاركة هنا في هذا الموضوع وفي غير من المواضيع ويمكنك ان تجدها في موضوع "

<http://www.arab-eng.org/vb/t12235.html>

**رزق حجاوي**  
استشاري الهندسة المدنية

### من سلسلة مشاكل تنفيذية وحلول؟؟؟

**اطرح مشكله ثانية** تحصل في الواقع كثير وهي تنفيذ خزان دائري كبير مع امكانيات محدوده في احد الشوارع كان هناك محطة تنقية بقدرة 850 متر مكعب باليوم وكان خزان التهوية دائري بقطر 44 متر حسب المواصفات التالية:-

- 1- سماكة القاعده بحدود 0.5 متر و عليه تكون كمريه الخرسانة للقاعده 800 متر مكعب.
- 2- الجدران بارتفاع 6 متر والدار متغير الارتفاع اول 1.5 السماكة (من 1 متر الى 0.35 متر) وباقي الارتفاع للجدار (4.5 متر) بسماكة 0.35 متر اي ان كمية الخرسانة للجدار بحدود 360 متر مكعب.
- 3- طول الخزان بحدود 138 متر.
- 4- قدرة الصب في الموقع بحدود 80 متر مكعب /اليوم.

### والسؤال الان:

- 1- كيف يمكن الصب في ظل هذه الامكانيات واين ستكون فواصل الصب في القاعده والجدار؟؟؟
- 2- هل يحتاج الى فواصل تمدد؟؟؟ والخزان دائري وكيف ستكون هذه الفواصل.
- 3- اذا تم تنفيذ فواصل فهل يستمر حديد التسليح الدائري في الفاصل ام يجب الا يستمر الحديد الافقي في الفاصل؟؟؟
- 4- بعد انتهاء اعمال الصب هل يتم فحص الخزان بالماء ؟ حيث يحتاج الى 9120 متر مكعب؟؟؟  
اتمنى من الجميع المشاركة وابداء الراي في طريقة الحل  
ان شاء الله بعد ثلاث ايام اطرح كيف تم حل هذه المشكله؟؟؟؟

**ماجدان**  
عضو متميز

بالنسبة لموضوع الخزان واضح من المواصفات اعلاه انه خزان عالي بالنسبة لفواصل التمدد : يفضل صب الخزان بكامل قطره بدون فواصل تمدد فأعتقد من خلال خبرتي الضئيله جدا باعمال الري والهيدروليكس والخزانات انه يفضل الصب في الخزانات الدائريه كلها مره واحده خصوصا حتى قطر 45-50 م أعتقد أن القطر ده مش حكاياه كبيره عشان نعمل فواصل وأرجو التصحيح عند الخطأ وإن كان هناك فواصل تمدد فأعتقد انه بدون كلام مكتش المفروض تسألنا عن الحديد فواصل تمدد يا هندسه يعنى فواصل انشائيه يعنى فصل في الحديد ولا ده اختبار من حضرتك ؟ وبالنسبه لتجربة الخزان ملهاش غير تحميله بالبول كاستي طبعاً دحنا المفروض بنملاه حتى النهايه بعد سد كل المهابر ليص لأعلى أرتفاع للمياه ( الفول كاستي ) واللى مفروض ما يحصلش في الطبيعه بجد أنا خبرتي ضعيفه في أعمال الري والخزانات فأرجو المناقشه

من الكلمة الاولى في مشاركتك "بالنسبة لموضوع الخزان واضح من المواصفات أعلاه ان خزان عالي ) ولنناقش هذه الجمله

- 1- هل من الممكن ان يكون خزان تهويه Aeration Tank لمحطة تنقية treatment Plant ان يكون خزان عالي.؟؟؟؟ Elevated Tank
- 2- لو حسبنا تقريبا وزن هذا الخزان من المعطيات أعلاه نجد



وزن الماء = 9120 طن

وزن خرسانة =  $(360 + 800) \times 2.5 = 2900$  طن

وعليه يكون وزن الخزان الكلي ( عدا المعدات والانابيب )  $12020 = 2900 + 9120$  طن

فهل يمكن رفع هذا الخزان بهذا الوزن ؟ وما الفائدة اذا كان مرفوعا.

اكيد الجواب لا يمكن الا ان يكون ارضيا فخرانات محطات التنقية دائما ارضية وخزان بهذا الحجم والوزن حتى لو كان للشرب لا يمكن ( او على الاقل من الصعوبة ) ان يكون مرتفعا واحتمال بعيد جداااا عن التفكير.

#### - بخصوص صبه القاعدة مرة واحدة هناك مشكلتان :

**الاولى :** ان امكانية الصب في الموقع لا يمكن ان تزيد عن 80 متر مكعب باليوم (كما كان موضح سابقا) فلا يوجد خلاطة مركزيه لها القدرة على صب كميات كبيره والمكان كان بعيد عن اقرب خلاطة مركزية بحدود 120 كم.

**الثانية :** ان صب الارضية (بمساحة تقريبيه 1600 متر مربع) اكيد راح يعمل مشاكل بالخرسانه shrinkage انكماش وتشققات لا سباب مختلفة والكودات لا تسمح بصب ارضيات بهذه المساحة مره واحده.

- بخصوص ان الحديد عند الفاصل يجب الا يستمر ( يتوقف عند الفاصل)

هناك بخصوص الخزانات الدائرية قوى شد محوريه Circular Tension تكون على طول الجار ( ممكن الرجوع الى تصميم الخزانات الدائرية) وبالتالي فاذا تم وقف حديد التسليح الدائري (حلقى) فيكيف يمكن التغلب على اجهادات الشد المحوري وعليه لا يمكن وقف حديد التسليح الحلقى في الخزان الدائري.

- بخصوص تعبئة الخزان مره واحدة full capacity من الناحية العملية خطر لانه اذا حصل تسرب للمياه تحدث مشكله بالمعالجه وكذلك لا ننسى ان كمية المياه المطلوبه للخزان 9120 متر مكعب وهي غير قليلة في منطقة صحراوية وهناك قلة بالمياه.

فى مبدأ بنقول عليه " First class " يكون ضمن طائلته موضوع الخزانات وهو مبدأ الممنوعات

ممنوع أى حاجه ممنوع ممنوع ثم ممنوعوووووووووو

بالنسبه لفواصل التمدد فى الجدار لا يوجد لأنه خزان والقطر لا يتعدى ال 50متر وأحنا مبنعملش خزان بقطر أكبر من 50م عشان خاطر موضوع فواصل التمدد ده

اما انا اقصد عموما ( فاصل تمدد = فاصل إنشائي = فصل حديد التسليح بكامل المبنى ) وأعتقد أن دى معلهاش خلاف أما فى الخزانات لا نستخدم فواصل التمدد تقريبا " أبدا "

أما لفواصل الصب هذا ممكن الإستاعانه به طلاما لا يمكن الصب بكامل القطاع أو المسطح فى اليوم الواحد ولكن فى الخزانات يجب مراعاة الفواصل بكل الطرق الأكثر من ممتازة فى لحام الخرسانه القديمه بالجديده وهذه لها أكثر من مواصفه ممتازة يجب اتباعها لضمان عدم نفاذية الخرسانه للمياه

وبالنسبه للقاعده فماذا تقصد بالأرضيه ( ارجو تحديد نوع الأساس بالضبط ) على فكره أحنا بنتكلم دون رسومات

أما بالنسبه للكود المصرى فيقول أكثر من طول 45 م نبدأ فى عمل فواصل تمدد وانكماش

وفى الخرسانات العاديه يمكن صب الأرضيات الكبيره بطريقه الشرائح وعمل فواصل التمدد بين الشرائح وبعضها

\*- وقد قمت أنا فى احد المشاريع " برج سكنى " بصب بلاطه فلات إسلا ب بمساحة 1600 م2 دون اللجوء لأى

فواصل تمدد وأنما فى الأتوار أبتداء من السابع كنا نلجأ لفواصل الصب كون بزيادة الارتفاع يقل معدل الصب.

وبخصوص قوى الشد المحورى ليس لى تعليق بشأنها " بس هعمل سرش فى الموضوع ده وهرد قريب " حيث اننا لا نتعرض للفصل الإنشائي فى الخزانات.

وبالنسبه للقول كابستى انا اعلم أنا كميه المياه كبيره ولا كن انا لا اريد تعين نفاذية الخرسانه ولكن أريد تحميل الخزان

ومعرفة هل يتحمل اللود كامل أم لا فلذلك يجب تحميله فول كابستى فأنا اريد تعينى الضغط على كامل جوانب الخزان " الجدار " فكيف لى بغير المياه.

لو تم استخدام الرمال فسوف يتم تحميله بلود أكبر من المصصم عليه والذى يتحملة فى وجود الماء إذ أن كثافة الماء اقل النصف تقريبا من كثافة الرمل وذلك فى حالة ما تم استخدام الرمل فى الفول كابستى

حتى وإن تم تعين وزن الرمل المكافىء لوزن الماء ستجد حجم الرمل أقل من سعة الخزان الكليه فسوف لا يتم التحميل الكامل لجوانب الخزان.

هل تود التحميل بالطرق الهيدروليكيه والمكابس ..... حقيقة لم أتعرض لها ولكن أعتقد انها مكلفه للغاية واعتقد أيضا أن ظروف الموقع لا تسمح بها وهل يمكن مع خزان دائرى ؟؟؟

ام تريد التنويه لشغل المعامل وأختبارات الخرسانه فى الضغط مثلا . أم أن لديك معلومات عن تقنيه حديثه مثل أشعة

الألتراسونك ..... الخ

الكلام ده واقع دراسه وخبره ضئيله للغاية فى أعمال الخزانات.

### رزق حجاوي

استشاري الهندسة المدنية

اشكر لك متابعتكم واهتمامكم بالمشاركة ولكن اسمح لي ان ارد عليك على المشاركة الثانية  
1- على حد علمي لم يتم تنفيذ خزان خرساني بهذا الحجم عالى وهذا ليس المهم في موضوعنا.  
2- كما تم ذكره سابقا ان كمية الخرسانة للقاعده 800 متر مكعب وقدرة الصب في الموقع 80 متر مكعب  
باليوم وهذا يعني ان علينا صب القاعده على عشرة مراحل ونحتاج بين كل مرحلة واخرى مانع تسرب water  
stop وتفصيله خاصة ومعالجة خاصه لكل مرحله ( اتوقع متفقين بقى على هذه النقطه)  
والسؤال الان : كيف يمكن توزيع هذه الفواصل ؟؟؟ ( تحتاج الى رسم دائرة ومحاولة التوزيع للمراحل العشره  
للصب.)

ومن الناحية التنفيذية ايضا وحسب متطلبات الكود يفضل ان يستمر فاصل الصب في الجدران لنستخدم نفس  
قطعة الفاصل للتسرب. water stop

3- بخصوص فواصل التمدد ليس لها علاقة بقطر الخزان بل لها علاقة بطول الجدار للخزان فطول الخزان اذا  
حسبته لقطر 44 متر بحدود 138 متر وهي اكبر بكثير من 45 او 50 متر المذكوره في الكود.  
4- في خزانات المياه المربعة والمستطيله يتم تنفيذ فواصل تمدد حسب الكود ولكن الخزانات الدائرية فقط لا يتم

عمل فواصل تمدد بسبب الشد الحلقى. Circular Tension

5- بخصوص الرسومات لم توضح مواقع فواصل التمدد او الصب وكانت عباره عن مقطع للقاعده ومقطع  
للجدران

- وقبل البدء بالتنفيذ تم دراسة المخططات والمعطيات المتوفره من قدرة المقاول ( حسب ما تم ذكره في بداية  
الموضوع ) وللامانه فقد اعلن مهندسي المقاول انه ليس لديهم الخبره في مثل هذا النوع الخزان دائري بقطر  
44متر وان الخبره كانت لديهم في المستطيله والمربعه ( في الخليج ) وعن كيفية تقسيم مراحل الصب وطلب  
ان يتم اخذ رأي المصمم بهذا وللامانه اقول كان الكلام خلى المقاول يقدم اقتراحه وحساباته وبعد ذلك يدرسها  
المصمم ويعلق عليها وبصراحه يعني كان لا المصمم ولا المقاول ولا المشرف عندهم فكره عن طبيعة التنفيذ  
كيف ستكون ؟؟؟.

- وهذا ما يحصل وللأسف من قبل المصمم والاستشاري ان يطلب الحل والمخططات التنفيذية ومخططات تفيل  
حديد التسليح من المقاول وهو بدوره يقوم بالتشبيك عليها ؟؟.

- مع العلم بانى عملت مع شركات اجنبية في دول اجنبية كان من مسؤولية المصمم ان يقدم مخططات Shop  
drawing كامله بتفريد حديد التسليح وفتحات التكييف والكوابل والصرف الصحي واذا تأخر المصمم بها يقدم  
المقاول ( claim في مشاركات لاحقة ساقوم بتنزيل مخططات تبين ذلك.)

- وفي الخليج كان من شروط العطاء ان يسمى المقاول استشاري (مصمم) للمشروع تكون من وظيفته تدقيق  
المخططات فنيا وحسابيا ويقدم مخططات shop drawing باسمه وتوقيع المقاول ؟

6- وبسبب المشكله الوارده في البند 5 بعدم القدره عن تصور طريقة تنفيذ الخزان فقد تم الاتفاق على ما يلي  
تحديد المنافشه في

\* هل يمكن صب القاعده والجدران على مراحل نعم ام لا ؟ واذا كان نعم فأين تم تنفيذ ذلك او ما هو المرجع  
العلمي الذي يقول بإمكانية الصب على مراحل.

\* اذا كان يمكن الصب على مراحل فكيف سيتم توزيع هذه الفواصل ؟ز

\* هل يتم تنفيذ فاصل تمدد ام لا ؟ ام يجب ان تكون كل الفواصل من نوع فاصل تنفيذي construction Joint

وبدا البحث في كل هذه النقاط ؟ التي هي مطروحة للنقاش.

7- بخصوص فحص الخزان نناقشها اخر شيء بعد الاتفاق على طريق التنفيذ.

## ماجدان

عضو متميز

أسمح لي ان اقول " رد ممتاز ومثالي وصحيح منه بالمئه "

\*اتفق مع سيادتكم فى بند 1 ووضع اختلافى قلة تنفيذى لمثل هذه المشاريع إذ اكبر خزان قمت بتنفيذه كان بشركة مطاحن الخمس نجوم فى مدينة السويس بجمهورية مصر العربيه وكانت سعة الخزان مايقرب من 80 طن على ما اتذكر

\*وأتفق أيضا مع حضرتك بدون أدنى شك فى بند 2

\*فعلا بند 3 صحيح فعلا المتأثر هو المحيط وقد اخطأت التعبير بلفظ قطر فأخطأت الحساب ولكن يمنعنا بند 4 وأيضا متفقين

أما بالنسبة للبند 5 فاعتقد انه يمكن التنسيق مع الإستشارى والمصمم أماكن تنفيذ فواصل الصب على الرسومات وأخيرا نبدا بمناقشة بند 7

عندى إحساس هندسى كبير وعميق أننى سوف أستفيد كثيرا من بند 7 ..... رجاء لا تخيب ظنى يا هندسه

## رزق حجاوي

إستشاري الهندسة المدنية

شكرااا خاص للمهندس سالدان على اهتمامه بالمشاركة وشكر للجميع من اضطلع على موضوع المشاركة تحب باب " مشاكل تغذية وحلول " واعدود الان لموضوع الخزان الخرسانى الدائري ذي قطر 44 متر وارتفاع جدرانه 6 متر اقدم ما تم تنفيذه لهذا الخزان لتكون تجربه في مجال العمل الهندسي

كما تم ذكره في عدم وجود خبره كافيه في تنفيذ مثل هذا النوع من المنشآت والاجابه على الاستفسارات التي كانت مطروحة وفي تلك الفتره 1997-1998 لم يكن هناك شيء اسمه انترنت كما هو الان الذي فتح افاق المعرفة وسهولة الوصول اليها فلم يكن هناك مجال الا الي الرجوع للمصادر الاصيليه في العلم وهو الكتاب ويتوفيق من الله فقد وجد صوره لخزان محطة تنقيه قطر 45 متر منفذ في كوريا وذلك في مجله لاعمال الطوبار form work وكان الحل كما يلي:-

### 1- بخصوص فواصل الصب Construction Join

لقد كانت الفواصل على شكل قطاع Sector ينطلق من المركز ( وفي حالتنا  $360/10=36$  degree ) لتخيل ذلك افضل ان ترسم دائره وتعمل بها قطاعات كل واحد بمقدار 36 درجه) ولحل مشكله تلاقي مانع التسرب ( water stop WS ) ولمنع ان تكون الصب في البدايه من المركز بشكل مدبب فقد تم عمل دائره بقدر 2متر يتم وقف الصب بها ويكون ws على محيط هذه الدائره وتنهى عنده كل فواصل WS للقطاعات العشره وعند محور الجدار تم تنفيذ ws على كامل المحيط وبعد صب كامل القطاعات تم صب الدائره الداخليه التي تم عملها بقطر 2 متر.

(لو فكرنا يعمل فواصل الصب على شكل شبكه افقي وعمودي نجد ان هناك تقاطعات كثيره في WS وصعوبه في تنفيذ ذلك.

2- بخصوص صب الجدران فقد تمت على مراحل وكما تم ذكره سابقا فقد كانت فواصل صب CS ولا يوجد اي فاصل تمدد بالرغم من ان طول الخزان 138 وقد تم التنفيذ كما تم ذكره سابقا في مشاركة للمهندس حسان 2 في حالة عدم تنفيذ فواصل تمدد ( المتوقع حدوثها نتيجة صب أطوال كبيره نسبيا في وقت واحد بسبب التقلص والانفعالات الحراريه . وينصح بها حتى لو وجدت فواصل تمدد بمسافات ضمن الحدود المقبولة وتتواجد بين فواصل التمدد

أما شريحة الصب التي ذكرتها في مشاركتي السابقة " pore strip " فهي ينصح بها للبلاطات "SUSPENDED SLABS" التي تزيد المسافة فيها بين فواصل التمدد عن الحدود المنصوح بها في الكود أو بدون فاصل تمدد لطول كبير جدا للبلاطة ، بحيث تقسم البلاطة الى جزئين أو أكثر "حسب طولها" تفصل بينهما شريحة الصب "PORE STRIP" بحيث يتم صب جزئي البلاطة وتأجيل صب الشريحة بينهما لمدة طويلة قد تزيد عن 50 يوما " حسب طول الأجزاء وطريقة الدراسة " للسماح للبلاطتين بالحركة الناتجة عن الانفعالات الحراريه بحرية ومن ثم تصب الشريحة المذكورة وتكون النتيجة النهائية بلاطة واحدة متصلة بشكل كامل وذات طول كبير جدا

وقد تم التقليل من أثر الانفعالات الحرارية لهذا الطول الكبير. " وكما تم ذكره انه في الخزانات الدائرية لا يمكن تنفيذ فواصل تمدد Expansion Joint لانه لا يمكن وقف حديد التسليح الدائري بسبب وجود اجهادات شد حلقية.

وفي وقتنا الحاضر يتم تنفيذ الخزانات الدائرية ذات القطر باستخدام Prestressed Concrete or Precast concrete على مراحل او بقطع مسبقة الصنع ثم يتم عمل شد للابلاطات ويمكن الاطلاع على هذه التكنولوجيا

في الموقع التالي <http://www.dyk.com/index1024.html>

3- يفضل في الخزانات دهان حديد التسليح وخصوصا في منطقة فواصل الصب وان يتم معالجة فواصل الصب بطريقة صحيحة.

4- بخصوص طريقة فحص الخزان ؟؟؟

قبل ان اوضح طريقة فحص الخزان اريد ان اوضح الجدوى وطريقة فحص العناصر الانشائية والمنشآت لانه هناك عدم وضوح لدى بعض المهندسين

\*فمثلا للاساسات foundation والاعمدة يتم التأكد منها من خلال طلبات التدقيق واخذ عينات فحص الخرسانه ( عند الصب) وحديد التسليح ( عند التوريد للموقع) فاذا كانت مطابقة للمواصفات فهي مقبولة والا تزال (يتم تكسيرها) فهي لا يمكن فحصها. بالتحميل

\*الاوراد piles بالاضافة لاخذ العينات للخرسانه والتدقيق على الاعمال وعلى خرسانه الوند من خلال اجهزة الفحص فلا بد من عمل فحص التحميل موقعيا والتأكد من ان قدرة تحمل البايبل اكبر من الحسابات النظرية لتحمل العمود ويتم الفحص لعدد من البايبلات حسب المواصفات فلا يكتفى بالعينات والتدقيق النظري او بالاجهزة.

\*والان بخصوص الخزانات يتم الفحص بالماء للتأكد من الخزانه والفواصل كتيمة tight no leakage وليس للتأكد من السلامه الانشائية للخزان وان الجدران لها قدره على تحمل ضغط الماء عند ملئ الخزان بالكامل فالتأكد من ذلك يكون من مطابقة المواد ( الخرسانه وحديد التسليح) للمواصفات

ولفحص الخزان بالماء وخصوصا الكبيره منها يتم على مراحل وليس دفعه واحد وذلك لوحد تسرب للمياه يتم تنزيل منسوب الماء ومعالجة مكان التسرب من الداخل والخارج ( وليس من الخارج فقط).

لذلك يتم مثلا ملئ الخزان حتى منسوب 50سم لانه مثلما ذكر سابقا ان يوجد water stop بين القاعدة والجدار لذلك يتم التأكد من المياه لا تترب من منطقة فاصل الصب ومن واقع الخبره معظم تسرب المياه يكون في منطقة فاصل الصب فاذا نجحت اول مرحلة ننقل لمنسوب اكثر مثلا 1م وهكذا حتى نصل لكامل الارتفاع للخزان.

اتمنى ان اكون بهذه المشاركه قد اوضحت طريقة حل صب خزان دائري قطر 44 متر على مراحل وطريقة الفحص له وهذا لا يعني ان الحل الذي قمنا به هو الحل الوحيد والافضل ولكن هذا ما اجتهدنا عليه ليكون طريقة التنفيذ وللعلم فان الخزان قد نجح باختبار فحص الماء والمشروع لتاريخه لا زال يعمل.

ارجوا توضيح المقصود بقولك ( ) لو فكرنا بعمل فواصل الصب على شكل شبكه افقي وعمودي نجد ان هناك تقاطعات كثيره في WS وصعوبه في تنفيذ ذلك ( ).

لانه بالامكان تقسيم عملية الصب باتجاه واحد ولكن لن تكون مساحات الصب متساوية وبذلك لن يوجد تقاطع في water stoper ايضا دون تجاوز كمية الصب بالمكانيات المتوفرة

اشكر للمهندس مازن اهتمامه والمشاركه في هذا الباب مع تمنياتي له بالمشاركه في المواضيع الاخرى والان نقاش الفكره التي قلتها فقد تم مناقشتها في حين التنفيذ 1996-1997 وتم استثناء هذا الحل للأسباب التالية

1- عرض شريحة الصب ستكون متغيره حسب قربها او بعدها من مركز الدائرة.

2- اذا اخذنا الشريحة بالوسط نجد ان طولها سيكون ( 45 \* 1.8 متر تقريبا) وكما تلاحظ ان صب الطول 45 غير مفضل ويحتاج الى فاصل صب construction joint

3- في الطريقة التي تم تنفيذها وشرحها سابقا نجد ان طول الشريحة للصب ( 45-2 ) / 2 = 21,5 متر وهو ثابت لكل قطاعات الصب.

هذه وجهة نظري والله اعلم

واترك طريقة التنفيذ للمهندس والقناعه التي لديه فيما لو واجه مثل هذه الحاله ( مع العلم بان هذه الايام صب 800 متر مكعب باليوم ليس مشكله في ظل توفر الخلطات المركزيه وسيارات نقل الخرسانه).

أؤيدك بدون اي تحفظ على اسلوب تنفيذ الخزان الارضي --سواء عملية الصب وتقسيم القطاعات او طريقة فحص الخزان بالماء

بودي ان اشير الى ملاحظه لاتتعلق بموضوع الخزان ولكن لورود استخدام المانع المائي(water stop) ان هناك كاوية خاصه للحم التوصيلات --حيث ان بعض الاخوان يلجأ الى استخدام(overlap) مما يؤدي الغاء فعالية العازل المائي بخصوص Water Stop أؤيد ما قلته بخصوص طريقة الوصل يجب ان تتم بطريقة اللحام واستخدام القطع الخاصه ( وفي المنشآت المهمه مثل السدود يتم فحص وصل اللحام على الشد ويجب الا تقل عن 10/1 من قدرة WS على الشد) اما طريقة التراكب over lap فهي مرفوضه وان شاء الله في مشاركات لاحقيه سيتم عرض السؤال التالي للمناقشه

ايهما افضل ما نع التسرب العادي water stop ام القابل للانتفاخي الفواصل للخزانات ؟  
وكيفيه اختيار Water Stop للفواصل ؟ حيث يوجد انواع واشكال مختلفه وامكن تركيبها ؟  
Which is Better Traditional Water Stop or Selling Bar for Joints in Wter Tanks ?

**ghreebeldar**

عضو فعال

- 1 - لابد من استمرار الصب للخرسانة في هذه الحالة 24 ساعة وحتى ينتهي الجزء الفاصل بين الخرسانات الأفقية والرأسية والتي تكون على ارتفاع من ظهر حديد التسليح الأفقى يساوى نصف الووتر ستوب والذى يسمى بالمصرى الكيكر
- 2- أى يلزم عمل فاصل صب بين الأفقى والرأسى بارتفاع رأسى حوالى 10 - 12 سم ( الكيكر ) مع وضع ووتر ستوب عند فاصل الصب وهذا لازم وضرورى.
- 3- لابد من اختبار الخزان بملئه بالماء مهما كانت الكمية ثم تحديد أماكن التسرب ان وجدت وعلاجها بعد تفريغ الخزان
- 4- ولا يخفى على حضراتكم أن الخرسانة يضاف اليها مادة مانعة للنفاذية مع مادة مؤخره للشك وفى نفس الوقت تساعد على سهولة التشغيل وتسهيل عملية الفرمجة.
- 5- بعد ذلك يتم صب خرسانة الميول بالأرضية.
- 6- يتم بعد ذلك عزل أرضيات وجوانب الخزان بمادة عازلة ( وتكون غير مضره للمياه فى حالة خزانات مياه الشرب )
- 7- ثم يتم ملئ الخزان بالمياه مرة أخرى لاختبار التسرب
- 8- واذا وجد- لا قدر الله - تسرب يعالج بالحقن بمادة مانعة للتسرب وهذا هو الحاصل دائما فى مثل هذه الحالات وبالله التوفيق وأنا تحت أمر الجميع ان كان عندكم أى استفسار مهندس / مدير دعم جودة التنفيذ بالمقاولون العرب

**ماجدان**

عضو متميز

أولا ... ليه غريب أنت مش فى مصر ؟  
ثانياً أولاً نتفق على أن الحديد يصدأ بمجرد ملامسته للماء وتعرضه للهواء الجوى حتى وإن كان الناتج قشرة صدأ خارجيه ضعيفه  
بالنسبة لى أنا أسمى صدأ الحديد "سرطان الحديد"  
فالكنسر بالإنسان ورم يزيد داخل الجسم ويسبب دمر الخلايا  
بينما الكنسر فى الحديد تآكل وهو مايلبس إلا أن يزيد ويتزايد حتى لا نجد بالسيخ ما يتحمل الأحمال ويسبب دمر الأسياخ  
عموما البرايمر المستخدم ليس المقصد به البرايمر الأحمر الذى يستخدم لطلاء القطاعات المعدنيه لحمايتها قبل دهنها مثل الكريثال

ولكنى اقصد المواد المشبعة بالزنك والتي تعمل على حماية الحديد وتساعد وتقوى من الإلتصاق بينه وبين الخرسانه الجديده أما الماده الإيبوكسيه تعمل على تسهيل وتقوية اللحام بين الخرسانه القديمه والجديده يمكنك متابعة متطلبات الكود المصرى للخرسانه لعلاج التعشيش رقم 203/2007 والآن لى طلب من سيادتكم

إذا أمكن عمل موضوع عن أختبارات ضبط الجودة بالمعمل والموقع حتى يستفيد أخواننا حديثي الخبره لأنه طلب منا أكثر من مره ومنى شخصيا فى مثل هذه المواضيع والتي تحتاج لخبير ومتخصص وممارس مثل سيادتكم

## عاطف عبدالجليل

جديد

بالنسبة لحديد التسليح يستمر كما هو بالمخططات دون فصل او قطع اما بالنسبة لامكانية الصب المحدودة فيتم تقسيم ارضية الخزان الشرائح طولية ويتم عمل Construction Joint عند نهاية كل شريحة على ان يتم صب الشريحة بالكامل خلال نفس اليوم وذلك للحد من استخدام Water Stopper ومعلوم لدى سيادتكم كيفية عمل الفاصل الانشائي ، وذلك فى نهاية كل يوم صب اما اختبار الخزان فيمكن فحصه باستخدام Ultra Sonic ولو فى تسريب بعد كدة يوجد مواد ايبوكسية يتم استخدامها فى وجود الماء لسد المسامات اما بالنسبة للفاصل بين الجدار والارضية فيتم وضع Water Stopper فوق حديد الارضية على ان يتم صب 10 سم من الجدار مع الارضية على ان يتم تسليح هذه المسافة (10 سم) من الجدار مع الرضية ويتم تشكيل الحديد بحيث يكون ال Stopper رأسى وبوسط عرض الجدار . هذا رأى والملة اعلم

## رزق حجاوي

إستشاري الهندسة المدنية

اشكر للمهندس عاطف على هذه المشاركة.

بخصوص تقسيم ارضية الخزان بشكل طولي ( اتمنى ان تعود للمشاركة مرة اخرى حيث تم مناقشة هذا الاقتراح بشكل مفصل) فهو غير عملي

- 1- لتكون كمية الصب موحدة في هذه الحالة يجب ان يكون عرض الشرائح غير متساوي وهذا غير عملي.
  - 2- الشرائح القريبه من الوسط يكون طولها 42 متر وهذا كبير كما تعلم وتحتاج الى فاصل صب لذلك سنتضر الى استخدام فاصل عرضي وبالتالي تقاطع water Stop على شكل + وهذا غير مفضل.
- بخصوص فحص خرسانه الخزانات للتأكد من كتمامتها ضد التسرب بواسطة Ultrasonic فحقيقة ليس لدي علم بأن هذا الفحص يستخدم للتأكد من كتمامه الخرسانه ضد التسرب ( والذي اعرفه ان هذا الفحص يستخدم في تحديد قوة الخرسانه اوتجانس الخرسانه للاوتاد )

ولمزيد من التفاصيل في هذا الخصوص يمكن الرجوع لهذا الموقع

<http://www.qualitest-inc.com/concretendt.htm#3>

## رزق حجاوي

إستشاري الهندسة المدنية

واعودالان لمشاركة المهندس عزيز

بالنسبة للصب قاعدة الخزان فكما تم شرحه بالمشاركات السابقة فقد كان الصب على مراحل ولكن كان السؤال كيف نحدد او نقسم القاعدة للخزان وقد تم ذكر الحالات الثلاث الممكنه

- 1- التقسيم بشكل شبكية ( بالاتجاهين)
  - 2- التقسيم بشكل قطاع Arch Secor مع عمل دائرة في المنتصف.
  - 3- التقسيم بشكل طولي.
- بحيث يكن كل قسم مطلوب صبه Puring Concrete له لا تزيد الكمية عن 80 متر مكعب وتم مناقشة الحلول الثلاث
- 1- التقسيم بشكل شبكي الى تقاطع فواصل الصب وبالتالي الى تقاطع water stop وهي معقدة تنفيذا وتسبب مشاكل وكذلك تخلق مشكله مع الفاصل مع الجدار حيث يكون الطول قصيرا.
  - 2- بشكل طولي يكون طول قسم الصب 45 ويحتاج الى فاصل بالوسط ويكون العرض له قليل وعليه يكون طول من الجدار المطلوب صبه قليل حيث يفضل ان يستمر الفاصل للقاعده والجدار معها.
  - 3- وكان الحل الامثل هو على شكل قطاع ( جزء من دائرة) وهنا لا يكون الا تقاطع واحد مع الدائرة في الوسط ويكون جميع اقسام الصب متساوية وطول الجار من الفاصل للفاصل مناسب.
- يمكن الرجوع بالتفصيل للمشاركة ( افضل ان يتم الرسم للخزان باليد ودراسة الحلول المقترحة حتى يتم فهم المسألة بشكل افضل.

بخصوص المشاركة الخاصة بالاطار فكما تم ذكره في حينها كان الاتصال مع القاعده مفصلي hing ولكن لا ينصح

باستخدام مثل هذا النوع من المفاصل في المناطق الحارة والرطبة حيث ان اي تآكل في حديد المفصل يؤدي الى الانهيار.  
وستكون باذن الله المشاركة القادمة عن جسور الطرق والتي تعتمد على توازنها على المفاصل. Hing  
واعود

## أسامة الداية

عضو

- الزميل رزق حجاوي فيما يخص موضوع الخزان...
- 1- يمكن عمل فواصل بالأرضيات ( تمدد + هبوط ) و من ثم ملؤها بمواد خاصة ( يتم وضع طبقة pvc بداية تحت الأرضية.
  - 2- يمكن عمل إن لزم فاصل شاقولي بالجدار بإنشاء عمودين على طرفي الفاصل ومن ثم تعبئته بمواد لدنه
  - 3- يمكن عمل وصلات بين العمودين بواسطة حديد التسليح الأفقي بحيث يكون القضيب المثبت بالعمود الأول حرا من الطرف الآخر ويدخل ضمن جوان أفقي في العمود الثاني وبالتناوب بين العمودين.
- المعذرة فهذا رد سريع لما تصورته عن المطلوب!!!!

## رزق حجاوي

إستشاري الهندسة المدنية

أقتباس:

المشاركة الأصلية كتبت بواسطة محمد جاسم الفهداوي  
بالنسبة لموضوع الفواصل ارجو من حضراتكم التفصيل فيه فهو مسألة في غاية الاهمية فهل من الممكن عمل فواصل في خزان بهذا الوزن الهائل والضغط العالي المسلط على الجدران ارجو ممن يملك الخبرة الوافية في هذا المجال الرد وشكرا

اشكر لك اهتمامك ومشاركتك في هذا الموضوع  
اذا قرأت بتمعن المشاركة بخصوص الخزان الدائري فستجد انه لم يتم عمل فواصل تمدد Expansion Joint والتي فيها يتم وقف حديد التسليح (وانما الذي استخدم في الخزان سواء الارضية او الجدران فهي من نوع Construction Joint والذي يستمر فيه الحديد داخل الفاصل ) والسبب في ذلك ان الخزان يتعرض لقوي شد محور Axcial Force Tension لذلك كان لا بد من استمرار حديد الصب وللتغلب على مشكلة التمدد Expansion بسبب ان طول الخزان ( المحيط ) بحدود 138 متر تم تقسيم الصب على مراحل كما تم شرحه سابقا بالتفصيل.

اما بخصوص سؤالك  
فهل من الممكن عمل فواصل في خزان بهذا الوزن الهائل والضغط العالي المسلط على الجدران ؟  
نعم يمكن عمل فواصل تمدد ايضا Expansion Joint وقد تم عمل فواصل تمدد في السد الذي عملت به حيث كان ارتفاع ماء اما السد 70 متر وطول السد بحدود 250 متر حيث تم عمل فواصل تمدد والسد من نوع الخرسانه المدحولة Roller Compacted Concrete

أما بخصوص طلبك  
ارجو من حضراتكم التفصيل فيه فهو مسألة في غاية الاهمية  
فيمكنك الرجوع لمشاركاتي السابقة في هذا الخصوص حيث تناولتها بالتفصيل في المشاركات التالية

<http://www.arab-eng.org/vb/t12235-11.html>

<http://www.arab-eng.org/vb/t12235-14.html>

اما بخصوص طلبك

أقتباس:

ارجو ممن يملك الخبرة الوافية في هذا المجال الرد

فالمشاركات التي ذكرت فيها الخزان الدائري ذي قطر 44 متر وارتفاع 6 متر والسد الخرساني ذي سعة



تخزين 18 مليون مكعب فقد عملت بها وردي كان من واقع دراسة ومراجع وخبرة عملية فكن مطمئن والله اعلم.

**rwmam**

عضو متميز

السلام عليكم

من خلال خبرتي في مجال صب الخزانات الكونكريتية وبالنسبة لسؤال الاخ رزق حجاوي حول تنفيذ خزان دائري بإمكانات محدودة سوف اوضح ماييلي

- 1- اذا كان لايد من عمل مفصل خلال صب الجدار الدائري فيجب ان يكون الامر مدروس من قبل المصمم الانشائي وبحيث يحدد المناطق التي يتم التوقف فيها عن الصب للأسباب المذكورة وتكون هذه المفصلات بارتفاعات محددة من قبل المصمم ويتم وضع water stop فيها من الجهة الداخلية للجدار اي من جهة الخزن للماء بحيث تكون خلف حديد التسليح من جهة الماء لكي لا تؤثر على الحديد واذا كانت هذه المنطقة ستكون ضعيفة باعتبارها مفصل فان ذلك لا يؤثر على الخزان لان من يتحمل قوى الشد هو الحديد وليس الكونكريت وخلاصة ما جاء ان المصمم الانشائي يحدد ارتفاع الصب للجدار حسب امكانية المنفذ في تجهيز الكونكريت ويجب ان اذكر ان طريقة تثبيت ال water stop تكون مدروسة ودقيقه بحيث لا تتحرك عن مكان تثبيتها ويمكن ذلك بعمل frame من الحديد واستعمال مواد لاصقه لضمان عدم حركته
- 2- بالنسبة للقاعه للخزان فانه نعمل بنفس المبدأ وهو استشارة المهندس المصمم لتحديد مكانات التوقف بالصب ضمن امكانية المنفذ واحب ان انبه ان ال water stop هنا يتم تثبيتها بشكل افقي في صبة القاعه ولكم مني السلام وارجو ان اكون قد اعطيت رأيا صحيحا

السلام عليكم

- 1- أؤيد عدم سحب الماء الا قبل الصب وذلك لضمان عدم حصول الاكسده لحديد التسليح وبالتالي الصدأ
- 2- بالنسبة للسؤال الثاني فلأتعلق
- 3- طبقة النظافه هي اصلا يتم عملها من اجل ان يتم العمل على مكان نظيف وكذلك لتأمين منسوب متساوي يتم وضع حديد التسليح عليه وطبقة النظافه هذه تمكن عمال التسليح من العمل وفق القياسات المطلوبه وعليه ومما سبق فان طبقة النظافه ينتهي دورها بعد اتمام عملية التسليح ولا حاجة الى تنظيفها الا اذا كانت بسمك يؤثر على ال cover للحديد من الاسفل وبالنسبة لتدقيق منسوب طبقة النظافه فانا اعتقد انه يجب التدقيق خوفا من حدوث اضرار فيه في بداية ارتفاع منسوب الماء ( اسفل طبقة النظافه)
- 4- اذا لم يتم تدقيق منسوب طبقة النظافه وكانت فعلا قد تضررت بسبب ارتفاع منسوب الماء اسفلها وقبل ان يرتفع المنسوب ويصبح اعلى منها ومن ثم تم صب الاساسات فان وزن الاساسات سيعمل على هطول صبة النظافه فيما بعد سحب الماء وهذا يؤدي الى تضرر صبة الاساسات لاحقا والله اعلم اخوكم مهندس rwmam

السلام عليكم

بالنسبة لموضوع سحب الماء في المدرسه احب ان اعلق على اسئلة الاستاذ رزق المحترم

- 1- أؤيد سحب الماء قبل الصب
- 2- يتم التنظيف للحديد وكذلك ارضية طبقة النظافه اذا امكن لضمان cover للحديد من الاسفل حسب المصمم له
- 3- لابد من تدقيق منسوب صبة النظافه لانه قد يكون قد حصل لها اضرار نتيجة ارتفاع منسوب الماء خاصة في بداية ارتفاع المنسوب للماء اي قبل ان يعبر مستوى الماء فوق صبة النظافه للتأكد ان ضغط الماء من الاسفل على صبة النظافه لم يتسبب بحصول اي ضرر فيها
- 4- اذا لم يتم تدقيق منسوب صبة النظافه وكانت فعلا قد تضررت بسبب ضغط الماء من الاسفل فان ذلك سيؤدي الى حصول ضرر في صبة الاساسات لاحقا اي بعد مرور فتره زمنييه سيلاحظ حصول تشققات بالاساسات وحسب اماكن تضرر صبة النظافه وبالتالي فان ذلك سوف يؤثر على المنشأ ايضا فيما بعد والله اعلم مهندس rwmam

**محمد جاسم الفهداوي**

عضو فعال

لقد كانت الفواصل على شكل قطاع Sector ينطلق من المركز ( وفي حالتنا  $10/360 = 36$  degree ) لتخيل ذلك افضل ان ترسم دائره وتعمل بها قطاعات كل واحد بمقدار 36 درجه) ولحل مشكله تلاقي مانع التسرب ( water stop ) stop ولمنع ان تكون الصب في البدايه من المركز بشكل مدبب فقد تم عمل دائره بقدر 2 متر يتم وقف الصب بها ويكون ws على محيط هذه الدائره وتتهني عنده كل فواصل ws للقطاعات العشره وعند محور الجدار تم تنفيذ ws على كامل المحيط وبعد صب كامل القطاعات تم صب الدائره الداخليه التي تم عملها بقطر 2 متر.

شكرا اخ رزق لقد كانت فكرة ذكية بالنسبة لتقسيم الخزان الى 10 قطاعات بزاوية 36 وهذا هو مجال تخصص عملي ولكن اريد منك خدمة بسيطة وهي ان تزودني بكل ما تعرف عن مادة ال waterstop وكل ما تعرفه عنها من تفاصيل لاني اسمع بها ولا اراها

## مهندسة موقع

جديد

السلام عليكم ورحمة الله وبركاته أتشرف بالمشاركة معكم في هذا الموضوع وأتمنى من الله أن تكون مشاركتي ذات فائدة بالنسبة لتنفيذ الخزان:-

- 1 :- بالطبع حديد التسليح يستمر بدون فواصل
- 2 :- يتم تقسيم اللبشة في الى أجزاء حسب امكانية الصب وهي هنا بمعدل 80 متر مكعب في اليوم
- 3:- يتم تشكيل لوح من الخشب حسب شكل حديد التسليح الموجود ويوضع في نهاية الجزء الذي سيتم صبه
- 4 :- نستخدم فواصل مانعة للنفاذية في نهاية الجزء المصبوب وتستخدم من النحاس أو voly clay وهو عبارة عن شريط يوضع ما بين الجزئين الذي تم صبه وما يليه وهو عندما يتشرب بالماء ينتفش ويسد المسام وأثبت نجاح وفاعلية كبيرة في مثل هذه الحالات
- 5 :- يتم تقسيم الحائط تبعاً لتقسيم اللبشة مع وضع نفس الفواصل وهذا النوع من الأعمال يحتاج الى دقة وكفاءة عالية في التنفيذ لأن أخطاؤه مكلفة في العلاج

## رزق حجاوي

استشاري الهندسة المدنية

اقتباس:

المشاركة الأصلية كتبت بواسطة احمد الفاروقى ➤  
ارجو الاستفسار عن داخل هذا الخزان هل هو مقسم بجدران داخلية خرسانية من الداخل لان هذه الاحجام من الخزانات تكون مقسمة داخليا بجدران خرسانية ومعمول حساب الاترال لوود طبعا من المياه عند الالتعبئة والتفريغ وان كان هناك تقسيمات داخلية فلا مشاكل هنا بالنسبة لاماكن توقف الصب لانها ستكون تحت السيطرة

السلام عليكم  
اشكرك على مساهمتك بخصوص الخزان الذي ذكر في بداية الموضوع هو خزان دائري ولمحطة التنقية وهذا الخزان للتهوية Aeration Tank وبالتالي فهذا الخزان لا يمكن وضع قواطع فيه حيث يوجد مروحة Van تحرك المياه ويكون الذراع لها بنفس طول نصف قطر الخزان وبالتالي فالقواطع مستحيلة.  
وللعلم فقط فان القواطع توضع في الخزانات المربعة او المستطيلة عندما تستخدم لتخزين المياه النظيفة.

- بالنسبة لاختبار الخزان يمكن عمل اختبارات النفاذية بالحقن للأماكن الشكوك فيها

## رزق حجاوي

استشاري الهندسة المدنية

اقتباس:

المشاركة الأصلية كتبت بواسطة Al Hashimi  
أخي العزيز، بالنسبة للخزان، من الأفضل ان لا يحتوي الخزان على اي مفصل لان الكل يعرفون مشاكل المفاصل في الخزانات وصعوبة السيطرة على منع التسرب منها ... اذا كانت قدرة الصب قليلة فيمكن زيادتها بنصب خبابة كونكريت مركزية في الموقع، بالحقيقة احنة صبيته حوض بنفس هذه الابعاد في بغداد وكان الكونكريت ياتينا من خارج الموقع بواسطة ناقلات كونكريت و فجأة صار منع تجول نتيجة الضرب الامني، الي حدث ان حصل مفصل وتمت معالجة بواسطة ان جعل شكل نقطة المفصل على شكل منحدر و تم اضافة مادة تتمدد داخل الكونكريت م تملئ كل الفراغات الداخلية على طول المفصل و تم صعب الكونكريت الجديد بعد مدة اسبوعين و بعد الانتهاء من صب كل الخزان اضيفت طبقة 5 سم كونكريت طليت بعد ذلك بايبوكسي غذائي علما ان المفصل كان في الارضية ولم يقطع حديد التسليح بل استمر واتمنى اسمع رديكم

السلام عليكم  
اشرك لك مشاركتك نا تفضلت به صحيح وهو الامثل ولكن المثال الذي ذكرته لم تكن ظروف الموقع تسمح بالصب اكثر من 80 متر مكعب باليوم وكان اقرب خلاطة مركزية تبعد 90 كلم والشركة لم تكن بمستوى المطلوب لحجم العمل حيث لم يتم التأكد من امكانيات الشركة وحجم المعمل المطلوب قبل توقيع العقد والهدف الاساسي من طرح المشكلة هو بيان ان الفواصل في الخزانات على شكل دائره عندما تكون الحاجة لتقسيمها يكون بشكل فطري Diagonal وليس على شكل مستطلات او مربعات حيث تتقاطع فواصل الصب.

## رزق حجاوي

القياس:

المشاركة الأصلية كتبت بواسطة علي الجعفري

السلام عليكم

في خصوص محطة التنقيه

لا تصور ان امكانيه الفنيين (فنيين القالب والحداد) يستطيعون ان يعملوا فواصل نموذجيه ودقيقه في مثل هكذا جدار حيث

مرت هذه الحاله سابقا في احد اعماله وفشلوا الفنيين في تنفيذ الفواصل مما ادى الى ان المهندس الاستشاري قد غير

تصميمه ولغى الفواصل. هذا حسب ما مر بي سابقا

ولا يمكن عمل الفواصل وفصل حديد التسليح حيث اذا كان المحطه **under grown** فان الجدار يفشل بفعل دفع التربه

الجانبى واذا كان المحطه فوق سطح الارض فان ضغط الماء يؤثر بشكل اخر ايضا فان الفواصل هنا اعتقد تكون سبب

رئيسي لفشل المشروع

السلام عليكم

اشكر لك مساهمتك في موضوع الفواصل في خزان دائري وذلك الظروف المحيطة بالعمل من عدم القدرة على صب

كميات كبيرة في وقتها.

اما بخصوص مشاركتك فهناك الملاحظات التالية:

القياس:

لا تصور ان امكانيه الفنيين (فنيين القالب والحداد) يستطيعون ان يعملوا فواصل نموذجيه ودقيقه في مثل هكذا جدار"

فقد تم تنفيذ هذا الخزان بالفواصل وهو لا زال يعمل منذ عام 1997 وبدون اية مشاكل.

القياس:

في احد اعماله وفشلوا الفنيين في تنفيذ الفواصل مما ادى الى ان المهندس الاستشاري قد غير تصميمه ولغى الفواصل

وضع الفواصل في المشاريع الانشائية يكون حسب متطلبات الكود وفشل الفنيين في تنفيذ الفواصل لا يكون بالغائها مع العلم انه يمكن من الناحية الهندسية الغاء فواصل التمدد ولكن ذلك يحتاج الى شروط خاصة في التصميم بحساب تأثير التمدد والتقلص على المنشأ واخذ بعين الاعتبار ( بزيادة نسبة الحديد) وكذلك هناك شروط خاصة في طريقة الصب حيث يتم ترك مكان الفواصل حسب الكود ( سواء في الجدران او البلاطات ) بعرض 1م ويصب بعد ان يأخذ المنشأ كامل قوته والتمدد والتقلص ( وقد تم بحث طريقة الصب في هذا المنتدى وبشكل مفصل).

اما ان يقوم الاستشاري بالغاء الفاصل وبدون اتخاذ اي اجراء هندسية وذلك بسبب عدم قدرة الفنيين فانا لا اتفق معك او مع الاستشاري الي اتخذ مثل هذا القرار موقعا .

القياس:

ولا يمكن عمل الفواصل وفصل حديد التسليح حيث اذا كان المحطه **under grown** فان الجدار يفشل بفعل دفع التربه الجانبى واذا كان المحطه فوق سطح الارض فان ضغط الماء يؤثر بشكل اخر ايضا فان الفواصل هنا اعتقد تكون سبب رئيسي لفشل المشروع"

اتمنى عليك ان تعود لاي مرجع هندسي بالتحليل الانشائي او التصميم للاساسات وتدرس حالة التصميم عند وجود فواصل تمدد Exapnsion Joint او فاصل زلزالي Earthquake Joint او فاصل هبوط Settlement Joint حيث انه فقط في هذه الانواع الثلاثة فقط من الفواصل يتم توقيف حديد التسليح اما باقي انواع الفواصل مثل فواصل الصب Construction Joint او فواصل التحكم بالتشققات Contraction Joint فلا يوجد توقيف للحديد لها.

وان توقيف حديد التسليح لا يؤثر على سلامة المنشأ حيث يتم اخذ ذلك بعين الاعتبار عند التصميم.

واذا كان هناك مرجع يؤيد وجهة نظرك اتمنى عليك ان توضحه لنا في مشاركتك القادمة.

وتقبل تحياتي لك

abo alafkar

عضو مميز

الزميل الكريم رزق حجاوي:

كما ذكرت انا اؤيد عدم وقف الحديد في الأرضيات بالسبب ضغط التربة و كذلك عدم وقف حديد الجدران عند فواصل التمدد و كما ذكرت جزاك الله خيرا فإن الإجهادات لا يمكن التغلب عليها في حال الإيقاف

يوضع مادة water stop بين فواصل التمدد و التي هي فواصل إيقاف الخرسانة و تصب قاعدة الأرضية على المراحل

و هذه الفواصل تكون حلقيّة و قطريّة.  
أما بالنسبة للجدران فنضع أيضاً waterstop شاقولي بين شبكتي التسليح و لا يتم إيقاف التسليح  
فقد نفذنا خزان دائري بقطر 55متر و ارتفاع 7 متر و كانت جدران الخزان من الأسفل بسمك 65سم و من الأعلى بسمك  
35سم لذلك لي ملاحظة بسيطة بأن الأبعاد للخزان تسير نحو الامان الزائد قليلاً.  
و بالنسبة للاختبار الخزان فيتم اختباره بملئه بشكل كامل لمعرفة أي تسرب يمكن ان ينتج و لمعرفة تحمل جدران الخزان  
لضغط المياه.

## burawi

جديد

السلام عليكم ورحمة الله وبركاته  
في البداية مهما كانت الامكانيات الميكانيكية اقصد السيارات والخلاطات الميكانيكية بسيطة او احيانا معدومة لتنفيذ مثل هذا  
العمل هذا لا يمنع من ان يتم العمل بايد عمال ولكن قبل طرح الحلول لابد من معرفة ان كان لهذا العمل تصميم ام لا فان  
كان لديه تصميم واخذ في الاعتبار كل ما طرحت لابد من اتباع التصميم واذا لم يكن هناك تفاصيل لما تقول اقترح الاتي :  
اولا تنفذ القاعدة بحيث يعمل بها مجرى على شكل حرف U دون استمرار لحديد التسليح ما عدا خروج water stop  
في وسط الحرف ويخرج معه اسياخ حديد لتثبيته وتعمل shear connector ثم تعشق الحوائط على شكل حرف Y  
في المجرى وتصب علي مراحل حسب الارتفاع لحوائط الخزان مع وضع مانع التسرب water stop بين كل مرحلة  
واخرى دون قطع استمرار حديد التسليح والسلام عليكم ورحمة الله وبركاته

## ناظم الطائي

جديد

امكانية الصب التي لديك لاتفي بالغرض المراد ادنى امكانية يجب توفيرها هو خلاطة مركزية انتاجيتها 200 متر مكعب  
يتم صب القاعدة على اربع اجزاء مع صب كيك بارتفاع 20سم مع القاعدة ويجب وضع مانع التسرب البلاستيكي  
(25سم) ارتفاع نص داخل صبة الكيك ونص بارز يصب مع الجدار . الفواصل الانشائية للقاعدة يوضع فيها مانع تسرب  
نوعين نوع فوق صبة البلايندنك(صبة النظافة بحدود 15 سم) من النوع الخارجي التي تكون احدى جهتيه املس  
والاخرى محرز بحيث يكون الملساء على البلايندنك والمحرز للاعلى وفي منتصف صبة الاساس يوضع مانع  
تسب(ووترستوب) من جهتين محرز مع تعويض الفاصل الانشائي بحدود بشكل مقص لتعوض قوة القص التي ضعفت  
نتيجة للفاصل ممكن ان يكون قطر 16 ملم كل 30 سم بعد ازالة التششبية تقوم بتخشين الكونكريت للفاصل بالرمل  
(ساندبلاست) وعند صب الجزء الاخر من الفاصل يتم استعمال مادة الايبوكسي لربط الخرسانه القديمة والجديدة  
بالنسبة للجدران يتم صبها على مرحلتين اول مرحلة على ارتفاع متر وسبعين بحيث يستخدم اخر 20 سم بشكل كيك  
يستفاد منه لتخزيم القالب للجزء العلوي من الجدار فواصل الجدار تكون على امتداد فواصل القاعدة على مسار المحيط  
ويجب عمل ترتيبات لربط مانع التسرب للجدار مع مانع تسرب القاعدة (تشريك)

## رزق حجاوي

إستشاري الهندسة المدنية

السلام عليكم

اشكر لك اهتمامك وردك على احدى المشاركات في هذا الموضوع وهو صب خزان دائري بقطر 44م.

القياس:

امكانية الصب التي لديك لاتفي بالغرض المراد ادنى امكانية يجب توفيرها هو خلاطة مركزية انتاجيتها 200 متر مكعب

اختلف معك في الامكانيات ففي بعض الاحيان تكون الامكانيات تجبر المهندس على التفكير بالعمل ضمن الامكانيات  
المحدوده ، فالمشروع الذي ذكرته يبعد عن اقرب خلاطة مركزية بحدود 90 كم ولم يكن من شروط العقد تأمين  
مضخة بقدرة 200 م3 /ساعه والمشروع الذي ذكرته كان عام 1995 وقد تم تنفيذ هذا الخزان والمصنع الذي  
تم تنفيذ العمل به لا زال يعمل لتاريخه وبدون اية مشاكل.  
المشاريع في المدن في هذه الايام لا يوجد لديها مشلكة بخصوص القدرة على وحسب علمي هناك مشاريع يتم  
الصب فيها من 2000-2500 م3 /يوم ولن تخيل ان تعمل في دول لا يوجد اي امكانيات او في الصحراء  
بامكانيات شركة محدودة؟! هناك يكون التحدي للمهندس.

## زين طارق

جديد

في مثل هذه الاعمال غالبا ما تنفذ اعمال الصب على شكل وجبات ولكن يجب ان تعمل مفاصل انشائية وتربط مع المفاصل الانشائية شريط مطاطي مانع للرطوبة (water stop) لمع اختراق الماء الى الجدران ويتكون المفاصل الانشائية اولا عد التقاء الجدران مع القاعده ولكن هاك مشكله قبل هذا وهي ان القاعده تحتاج الى عشرة ايام لتنفيذ صبيها وبهذه الحاله فانه يجب تقطيع القاعده الى عشر مقاطع مساحة المقطع الواحد 152 متر مربع تقريبا وهنا تنفذ منطقه وتترك المجاوره بعد ذلك تنفذ الاخرى وهكذا اي مثل رقعة الشطرنج لكي تكون الاولى قاعده الاخرى بعد التصلب مع مراعاة وضع قاطع الماء لمنع الرطوبة المتجهه عموديا وايضا توضع مفاصل للتمدد داخل هذه القطع لتجنب التشققات الناتجه عن هذه التمددات . هذا واترك باقي التعليق لكم وارجو ان يكون ما كتبته مفيد

## المشاركة الثالثة من سلسلة مشاكل تنفيذية وحلول هندسية اقدم لكم المشاركة التاليه:-

### رزق حجاوي

إستشاري الهندسة المدنية

طلب من احد المهندس تصميم قاعة او هنجر خرساني وبعد دراسته لقدرة تحمل التربه bearing capacity of soil والمتطلبات المعماريه للمالك والمخططات المعماريه قام بتصميم عقدة القاعه slab بجمله انشائية عبارة عن اطار رئيسي Main Frame طول بحره  $\text{span} = 17 \text{ m}$  ومحمل عليه جسر عرضية drop beam  $600 \times 200 \text{ mm}$  وبلاطة مصممة في اتجاه واحد One Way Solid Slab  $150 \text{ mm}$  وقاعده خرسانية Isolated Foundatio  $4.5 \times 5 \times 0.4 \text{ m}$  الارتفاع غير واضح في المخططات ( وطريقة الاتصال بين القاعدة والاطار نوع مفصل بسيط Hing Support وتم تنفيذ هذا المفصل hing من خلال قضبات حديد  $22 @ 7$  مم بطول 1 متر في الاطار والاطار مستند على صفحية من الرصاص ( Lead Plate  $350 \times 500 \times 25 \text{ mm}$  سماكة الصفحية بحاجة لتعديل حيث انه 25 ملم وليس 250 ملم - خطأ طباعه). وكل هذه التفاصيل موجوده في الملف المرفق والسؤال؟؟؟

- 1- اذا كنت مهندس تصميم هل تصمم اطار Frame باستناد مفصلي ؟ وما هي السبب اذا كان نعم أو لا ؟
- 2- اذا كنت مهندس تنفيذ هل تقوم بتنفيذ هذا النوع الاطارات frame ام تبدي ملاحظات عليه وما هي؟؟؟.
- 3- اذا كنت مهندس اشراف supervision هل تشرف على التنفيذ ام لديك ملاحظات على مثل هذا النوع من التصميم ؟

كما يمكن دراسة حلول أخرى مختلفة والمقارنة بينها واضعين نصب أعيننا المبادئ الثلاثة السابق ذكرها وفي النهاية الاجابة على الأسئلة الثلاثة المطروحة من قبل الأخ الكريم رزق مرتبط بتقييم كل حل ومن ضمنها حل المفصل وفق الأسس المذكورة، وبكلام آخر لا يوجد اجابة واحدة لأسئلة السابقة لكل الحالات والظروف وتبقى خبرة

المصمم والظروف التي تحكم تحقيق الأسس السابقة للإطار المدروس حسب معطياته الخاصة.  
هذا باختصار شديد ما يمكنني قوله في هذا المجال , على أمل أن أكون قد أضفت ما يغني الموضوع المطروح

### رزق حجاوي

إستشاري الهندسة المدنية

بخصوص هذه المسألة طرحت في هذا المنتدى وفي منتدى آخر وكان الاخ المهندس يطلب المساعدة في طريقة صب  
الاطارات Frames واماكن توقف الصب Construction Joint فأشرت اليه بطريقة صب الاطارات بشكل ( وكان كل  
تفكير بالاجابة ان الاطار Fixed Frame)

لتحديد اماكن توقف الصب في الاطارات Frames يجب الرجوع للمخططات الانشائية والتي توضح تفاصيل تفريد حديد  
التسليح حيث يظهر بالتفصيل اماكن التوقف لحديد التسليح وبالتالي اماكن الصب ( افضل ان ترسل المخطط الانشائي  
للإطارات) ولكن بشكل عام يمكن تحديد اما توقف الصب كما يلي

1- المرحلة الاولى يكون على منسوب صلب الاساسات للإطار مباشرة ويجب الانتباه هنا الى طول حديد التشريك للاعمده  
بحيث يكون طول القضيب التسليح مستمر للأسفل منسوب منطقة الوصل حيث يتم بعدها التوصيل لحديد التسليح.

2- المرحلة الثانية تختلف حسب حالات التصميم الانشائي للإطار ويؤخذ المنسوب الاقل للحالات التالية:

- حتى منسوب اسفل الجسر beam اذا لم يكن هناك حديد تسليح من الاطار يدخل في العمود.

- او حتى منسوب اسفل الشطفة ( التغير في مقطع العمود) اذا كانت موجوده

- او حتى منسوب اسفل حديد التسليح للطار والداخل في المود ( وهو بحدود ربع ارتفاع العمود).

اتمنى ان اكون قد اجبت على طلبك ولكن اكرر من الافضل الاطلاع على المخططات لتحديد ذلك بشكل دقيق  
وقد قام مشكوراً بإرسال هذا المخطط ( وهو مرفق في المشاركة) وارسلت اليه ما طلب

اطلعت على صورة الإطار المرسل وهناك الملاحظات التالية

1- اتصال الإطار مع القاعدة من النوع المفصلي simply supported

2- العمود للإطار من النوع المتغير المقطع changed section من 100 الى 150 سم.

ولتنفيذ هذا الإطار هناك الخطوات التالية

#### المرحلة الأولى:

1- يتم صب النظافة (وضع طبقة عزل اذا كان مطلوب حسب المواصفات).

2- تنفيذ حديد تسليح القاعدة وتسليح المفصل (7@22mm)

3 - وتركيب صفيحة الرصاص المثقبة والتي يمر من خلالها حديد تسليح المفصل وان يتم تثبيتها على المنسوب.

4- صب الخرسانة للقواعد وجسور الربط ( الجسور الأرضية) حسب المناسيب والمخططات

#### المرحلة الثانية:

• تركيب حديد التسليح للعمود حسب التفصيله الوارده (7@22 mm) عدد 4 طبقات

• صب العمود حتى منسوب + 3.0 أي يكون طول العمود 3.6 متر ولكن يجب الانتباه إلى بقاء الطوبار والدعم للعمود

لأن العمود لا يكون متزاناً not stable لوحده فالربط مع القاعدة مفصلي أي لا يتحمل اية عروم ونلاحظ من خلال

تفصيله العمود انه اذا تم صبه لوحده انه يتعرض لعزوم مقدارها

$M = 0.5 * 0.5 * 3.6 * 2.4 (0.5/3 + 0.5) = 1.44 \text{ ton.m}$  ولذلك يفصل بقاء الطوبار والدعم حتى الانتهاء من كامل الاطار

مع العقد وبعدها يتم فك الطوبار.

• او ان يتم فك الطوبار وعمل تدعيم بالاتجاهات الأربعة للعمود بعد الفك مباشرة لأي جنب وعدم وضع السلم على العمود

من قبل العمال للمساعدة في الفك.

#### المرحلة الثالثة:

طوبار الجزء الافقي من الاطار مع الجسور العرضية والبلاطة وتنفيذ حديد التسليح حسب المخططات.

هذا ما افضل ان يتم تنفيذه مع العلم بان هذا النوع التصميم لدي تحفظات عليه حيث يعتمد في توازنه على المفصل بين

القاعده والاطار

وقام المهندس مشكوراً وطلب مني التعليق على التصميم بناء على تحفظاتي

"وشاكر جداً علي معلوماتك القيمه وياريت لا تبخل عليا وتخبرني عن تحفظاتك علي هذا التصميم

علما بانني المهندس المصم وسبب طرحي للسؤال هو انه من المحتمل ان اكون انا المشرف علي التنفيذ"

وهذا ما دعاني لان اضع هذه المشاركة لأنني أؤمن بالحل الجماعي واعتماد المناقشة في الامور الهندسية غير المعتاده

وقد كانت تحفظاتي على التصميم ما يلي :



قبل الخوض في طريقة الصب والانشاء او الدخول في الحسابات الانشائية هناك قاعده مهمه قبل البدء بالتصميم هل الجملة الانشائية مستقره (متزنه) ام لا?? IS THE STRUCTURE STABLE OR NOT  
هذا برأيي السؤال الاهم الذي يجب الاجابة عليه فاذا كان الجواب  
- نعم " نكمل الملاحظات على التصميم الانشائي وطريقة الصب (وتعديل اخطاء الطباعة التي تم التنويه لها في المخطط) والملاحظه على طريقة تنفيذ المفصل Hing بهذه الطريقة.  
- لاأأأأأأ فيجب اعادة الجملة الانشائية واعادة التصميم بالكامل  
فمن وجهة نظري انا الجملة الانشائية Hinged Frame IS NOT STABLE وذلك لان اتصاله بالقاعده من الجهتين مفصلي hinged وبالتالي فأى قوة افقية ( Horizontal Force احمال الرياح او الزلازل (لا يوجد ما يقاومها (يمكن رسم مخطط يدوي للاطار وتحليله ووضع حمولة حية وميته وافقيه Horizontal force & Dead load, Live Load وبالتالي فهي هذا الاطار غير مستقر.  
اذا اتفقتنا على هذه النقطة وضرورة التعديل نناقش تفصيله المفصل Hing Design  
ارجو ان اكون قد اوضحت وجهة نظري والله اعلم

## حسان2

استشاري الهندسة المدنية

مع تقديري الكامل لكل الآراء التي تفضلت بها في موضوع الاطارات في مشاركتك السابقة، لي تعليق مرتبط يكون الاطار غير مستقر اذا كان مفصليا، فأنا لا أتفق معك بهذا الرأي، فالمفصل بالتعريف هو مسند قادر على مقاومة القوى الشاقولية والأفقية بالاتجاهين وغير قادر على مقاومة العزوم بشكل عام، واذا كانت دراسة المفصل تحقق متطلبات مقاومة القوى الشاقولية والأفقية "كما هو من المفترض أن يكون" فأرى أن الاطار مستقر وقادر على مقاومة الحمولات الأفقية والشاقولية بمختلف أنواعها "طبعا بفرض أن التحليل والتصميم تم بمراعاة متطلبات التصميم والكود"

## رزق حجاوي

استشاري الهندسة المدنية

اشكر للمهندس حسان بخصوص التعليق ان الاطار مستقر frame is stable وهذا صحيح فانا اخطأت في انه غير مستقر وقد عدت الى مرجع للدكتور محمد هلال " تصميم القاعات البيتونية ج 1" حيث اورد نفس المثال.  
-بخصوص طريقة تفصيل افضل نوع مسناجر ( الخرسانة حول الحديد تؤمن للحديد ) او المفصل الحديدي وهذه وجهة نظر اما التفصيله في المخطط فهي صحيحة.  
لذلك اقتضى التنويه شاكرًا للجميع حسن المتابعة  
والى اللقاء في المشاركة رقم (4) اذا كان لدى البعض اي اهتمام بهذا الموضوع فيمكنه وضع مشاركته ومناقشتها

## رزق حجاوي

استشاري الهندسة المدنية

اقتباس:

المشاركة الأصلية كتبت بواسطة احمد عراق  
استاذي العزيز طبعا من خلال فهمي البسيط للمسالة ادركت انها اما ان تكون ابتكار هندسي رائع او يكمن الخطأ في المفصل hing اعتقد بان المفروض ان يكون من نوع Fixed Support لان لدينا قوة وعزم خاصة اذا كان الفضاء عالي...

السلام عليكم  
اشكر على المشاركة اما بخصوص استفسار فلا اعلم هل اطلعت على كامل الردود في هذا الموضوع ام لا.  
بخصوص تصميم الاطارات = الفريمت Frames = فيتم حسب حالة الاسناد Supprot Type بين الاطار والقاعدة والتي تعتمد على نوعية التربة.  
فعندما تكون التربة ضعيفة ومن الممكن ان تتعرض التربة للهبوط فاننا نلجأ بأن يكون الاتصال بين العمود (العنصر الشاقولي او العمودي ) للاطار مع القاعدة بشكل مفصلي Hing Support وكما هو معلوم فان هذا المفصل يتحمل فقط قوى شاقولية Vertical load ولا يتحمل اية عزوم. Momen=Zero  
وقد تم تصميم قاعات على هذا الاساس ويمكن الرجوع لكتب الدكتور المهندس محمد هلال - مصر في تصميم القاعات البيتونية وهي متوفرة في المكتبات اما جامعة القاهرة.  
وقد قام المهندس عماد درويش بترجمتها للعربية وهي متوفرة في مكتبات دمشق وفي نقابة المهندسين السوريين - فرع دمشق

## هذا هو الموضوع رقم (4) من سلسلة مشاكل تنفيذية وحلول وهي عن دعم الطوبار ( الشدات والفرم والركائز Form work ) للعتبات Slabs؟

### رزق حجاوي

إستشاري الهندسة المدنية

طلب احد المالكين من المكتب المصمم ان يقوم بتصميم ثلاث طوابق اضافية فوق مبنى قائم ( الاعمده تقريبا 5\*5 متر ) وذلك ضمن الشروط التاليه:

- 1- ان تكون الطوابق الاضافية بدون اعمدة داخلية open space ولذلك لتستخدم كمكاتب.
  - 2- هناك شك بان قواعد واعمه المبنى يمكن الا تتحمل ثلاث طوابق اضافية.
  - 3- ان يستمر العمل في المكاتب في الطوابق القائمة ( عدد 2 ) تعمل بدون توقف.
- وضمن هذه الشروط قام المصمم بوضع التصاميم بحيث تحقق الشروط اعلاه وهي استخدام نظام القبة cap design وهي ان يقوم بعمل اطار متعدد الطوابق frame multistories كل 3 متر بينهما بلاطة باتجاه واحد one way solid slab وتكون الاعمده والقواعد له خارج البناء القائم فكان البحر لهذا الاطار. span= 18 m
- تم تنفيذ اول طابق الطابق الاول الاضافي بحيث كان الطوبار form work for slab على العدة القديمة القائمة Exsiting old Slab وتم اخذ عيات Samples من الخرسانه وكانت مطابقة للمواصفات وتم فك الطوبار Form Work بعد 21 يوم.
- بعد ذلك تم عمل طوبار العدة Second Slab الثانية الجديده ونظرا لان العدة Lower Slab ذات الجسور ( اطار frame ) لها بحر كبير span= 18m قام المقاول بوضع دعم لها ( جك طوبار - دعامة - ركائز ) (قوائم) support (تحت الجسور) كل 6 متر.

**والسؤال الان** هل ما قام به المقاول بدعم الجسور (span 18 m) كل 6 متر ( جك طوبار - ركيزة قائمة ) للعدة الجديده رقم 1 وذلك كدعم اضافي لها نتيجة حمل القعه رقم 2 التي سيتم صبها؟؟ هل هذا صحيح ام خطأ ؟ ولماذا

أستكمالا لما ورد في المشاركة رقم 4 ارفق لكم صورة للمبنى حيث يظهر الطوابق القائمة والطابقين الاضافيين والذي تم قبل صب بلاطة الطابق الاخير تدعيم جزئي للاطارات الرئيسة Main Frame Span = 18 m وذلك باستخدام Steel Props كل 6 متر.

وسؤال هذه المشكله هل الدعم للطابق (بلاطة السفلى) السفلي كان ضروريا لانه لا يوجد اعمده داخلية والبحر للاطار 18 متر مع العلم بانه قد مضى على صبهه البلاطة 21 يوم ونتائج الخرسانة مطابقة للمواصفات؟ الدعم الجزئي للجسور الرئيسية للطابق السفلي كل 6 متر هل كان صحيحا ؟



لاضافية طابقين للمبنى القديم تم عمل اساسات خارج حدود المبنى القائم وذلك من خلال نظام الاطارات Frames

تم عمل دعم كامل للطوبار Formwork لبلاطة الطابق الاخير Final Slab قبل الصب أما البلاطة التي تحتها ونظرا لأن بحر الاطار Frame Span= 18 m تم عمل دعم جزئي من الركائز العمودية Steel Props تحت الاطار frame كل مسافة 6 متر .

هل الدعم كل 6 متر تحت الاطار صحيح أم لا ؟



طوبار الدعم Steel Props المستخدم

## حسان 2

إستشاري الهندسة المعنية

**السؤال المطروح:** هل الدعم كل ست أمتار كان صحيحا أم لا يطرح عدة أسئلة أخرى فمن حيث المبدأ دعم الطابق ذو الاطارات ضروري في حال كون الحمولات المنقولة اليه اثناء الصب تزيد عن الحمولات التصميمية لعناصره المختلفة وفي هذه الحال الدعم يلزم لكل العناصر التي تتلقى حمولات تزيد عن طاقتها التصميمية، وهل كل ستة أمتار دغمة؟ وما هو مقطع هذه الدعمة؟ كل هذا يتوقف على نتيجة الحسابات التي ذكرتها كما أن الدعم في حال استعماله ينقل الحمولات الى اللبلاطة التي تدنوه مباشرة والتي يجب التأكد أنها قادرة على المشاركة في نقل الحمولات التي تزيد عن طاقة طابق الاطارات ومن المحتمل أن تكون بحاجة للدعم هي الأخرى وهكذا عملية تدقيق الحاجة للدعم ومداه تتداعى من طابق لآخر حسب الحمولات المطبقة بالمقارنة مع الحمولات التصميمية في زمن الانشاء وهذا باختصار عملية واجبة بشكل عام لكل بناء متعدد الطوابق بالتنسيق مع برنامج التنفيذ وطريقته ولعله لا يقل أهمية عن تصميم البناء الأصلي



## رزق حجاوي

استشاري الهندسة المدنية

نعود الان للمشكلة رقم 4 والتي تحدث:-

1- عندما يكون هناك سرعة بالتنفيذ ونلاحظ ذلك في ابنية الاسكان المتعددة الطوابق حي يلاحظ فك جزئي للدعم (العمودي) Steel props جك طوبار - تم ارفاق صورة لها في السابقة قبل انتهاء المدة اللازمة لفك الطوبار (الشده) Form work بسبب الحاجة اليه في العقدة التي تليها.

2- عندما يكون لدينا مجازات كبيرة للجسور Long Span for Beams حيث يتم دعم جزئي له بجكات طوبار (SP= Steel props ) قدرة التحمل للجبك عادة اقل من 1 طن). وهنا تكمن الخطورة حيث ان الجبك S P يعمل مثل المسند support اي كعمود وهو لا يتحمل اكثر من 1 طن. وبالتالي يتحول الجسر beam بدلا من يكون one span beam to 3 spans beam (continuos Beam

ففي المثال الذي تم طرحه (تم وضع جبك sp كل 6 متر ) اذا حسبنا الاحمال على هذا الجبك فقط من البلاطة التي سيتم صبها نجد أن

-حمل ميت Dead load من وزن البلاطة المدعومة  $(9 = 2.5 \times 6 \times 4 \times 0.15)$  طن (التباعد بين الجسور كل 4 متر)  
-وزن الجسر الساقط  $(1 \times 0.4 \times m)$

$$6 = 2.5 \times 6 \times 1 \times 0.4 \text{ طن}$$

مجموع الاحمال الميتة  $\text{Total dead load} = 15\text{ton}$  وهي اكبر بكثير من الحمولة المسموحة للجبك (1 طن) وإذا اضعنا وزن الطوبار form work وجزء من الخرسانة للبلاطة المدعومة نجد انه لا يمكن ان يتحمل الجبك وبالتالي سينهار

وهذا ما حدث فائثناء صب البلاطة سمع صوت قوي وانفجار للدعم حتى شك جميع من على البلاطة (مهندسين وعمال) اثناء الصب ان الدعم قد انهار وعند التأكد من المشكلة تبين أن الطوبار والدعم للبلاطة التي يتم صبها لا يوجد بها اي مشكلة وانما كانت المشكلة في جبك Steel props للبلاطة التي اسفل منها حيث تكسرت بالكامل. وارفق صورة تبين الانحناء Buckling للدعم.

صورة للدعم لمباني متعدد الطوابق حيث يلاحظ ان الدعم لاربعة طوابق كاملة.

## حسان 2

استشاري الهندسة المدنية

الوصف الوارد في مشاركتك الأخيرة لانكسار الدعم تحت الاطارات يدل على:  
أولاً: أن طابق الاطارات غير قادر وحده على تحمل الحمولات المطبقة خلال تنفيذ الطابق الذي يعلوه  
ثانياً : أن الدعم المستعمل تحت الاطارات أيضا غير كاف لتحمل الحمولات المفترض أن يحملها خلال عملية تنفيذ الطابق العلوي "بدليل انكساره

-\* هنا يرتفع مباشرة تساؤل مهم للغاية : ماذا حصل لطابق الاطارات بعد انكسار الدعم؟؟؟؟ من البديهي انه تعرض على الأقل لسهم "deflection" كبير وعلى الغالب لتشققات مختلفة بسبب الحمولات التي تفوق قدرة تحمله وانكسار الدعم الذي كان من المفترض أن يعوض نقص القدر

-\*والسؤال الذي يلي: هل تم اجراء أية فحوصات لتحدي الأضرار التي حصلت في طابق الاطارات وربما في بلاطة الطابق العلوي الجديدة؟؟؟؟ ما هي اجراءات المعالجة للأضرار التي حصلت ؟؟؟؟

## رزق حجاوي

استشاري الهندسة المدنية

شكرا لاهتمام المهندس حسان لم يحصل اي شيء للطابق الاخير ( في مشاركة سابقة تم وضع صورة المبنى) لان بلاطة الطابق كانت قادرة على حمل الطوبار وخرسانة الصب للطابق الجديد ام بخصوص انكسار الدعم السفلي فيعود الى عدم قدرته على الحمل الناتج من الطابق العلوي.

حيث ان عملية دعم للجسور او البلاطات يؤدي مباشرة لنقل الاحمال للدعم لانه في هذه الحالة يكون الدعم يعمل support والدليل على ذلك اكمال الصب بدون اي دعم اضافي حيث كانت الحسابات للجسور حسبت من الاحمال الناتجة من ( الطوبار والخرسانة والحمل الحي ) للطابق العلوي اما الدعم الاضافي للطابق الذي تم صبه فقد كان خطأ من الما قول والمهندس المشرف حيث اعتقدوا ان هذا الدعم يعمل كعامل امان للجسور الطويله long span

وهذا هو المقصود من بحث هذه المشكلة ان الدعم الجزئي للجسور والعقدات خطأ ويجب ان يكون الدعم كاملا ( كما تم توضيحه في صورة المبنى المتعدد الطوابق حيث كان الدعم لاربع طوابق كاملة) اذا كان في هناك حاجة اليه او عدم وضع دعم جزئي في حالة عدم الحاجة.

## حسان2

إستشاري الهندسة المدنية

ان مجرد انكسار الدعم يعني انه تم نقل الحمولات اليها وهذا يعني حصول سهم "deflection" اضافي للاكارات بعد تطبيق حمولات التنفيذ، والسؤال الذي يطرح نفسه: هل السهم المذكور ضمن حدود السهم المتوقع من حملات التصميم للاطارات؟ أم أكبر منها وبالتالي فان الحمولات المطبقة تزيد عن حمولات التصميم؟؟ ولهذا السبب أرى أنه يتوجب فحص الاطارات للتأكد من عدم حصول شقوق تزيد عن المقبول بسبب السهم الزائد "فيما لو حصل"

## رزق حجاوي

إستشاري الهندسة المدنية

اشكر للمهندس حسان اهتمامه بخصوص الدعم تحت الجسر المنفذ فان الجسر ينقل مباشرة الاحمال منذ لحظة التحميل لان الدعم يمنع حدوث التشوه deflection للجسر وبالتالي [ اخذ الحمولة .ولتوضيح ذلك نأخذ المثال التالي لنفرض لدينا جسر beam with span 12 m حيث يوجد عمودان في نهاية الجسر سيكون هذا الجسر بفتحة واحدة one span والان اذا وضعنا جك طوبار ( Steel prop ركيزة معدنية) عدد 2 على مسافات متساوية في الوسط سيكون لدينا في هذه الحالة  $continous\ beam\ with\ three\ span\ every\ span = 4\ m$  اي يتغير نوع الجسر من جسر بفتحة واحدة الى جسر بثلاث فتحات وعند تحمل الجسر سينقل الحمل مباشرة للجكات (عدد2) وتعمل هنا كعمود خرساني لانها تمنع الحركة للجسر فاذا كان الحمل ضمن الحدود المسموحة للجك فلا يتأثر والا سيحدث به تحنيب كبير buckling ثم الانهيار.

اتمنى ان تكون الفكرة قد وصلت

## حسان2

إستشاري الهندسة المدنية

أشكر اهتمامك بالحوار ، ولعل ما دفعني للتوسع في مناقشة هذا الموضوع هو حساسيته وأهميته الكبرى في ظل حماية الأبنية المرتفعة والمطلوب تنفيذها بسرعة وقلة اهتمام بعض الأخوة بدراسة هذا الموضوع بشكل متأن وجدي يتطلب من وجهة نظري اهتماما لا يقل عن دراسة البناء في الأصل. والفكرة التي شرحتها والتي تود ايصالها هي نفس ما قصده بمشاركتي ولتوضيح ما قصده أكثر أن الحمل يبدأ بالانتقال الى الدعم لحظة بدء الجسر بالحركة وتتعلق قيمة الحمولات المنقولة الى الدعم بمدى صلابة الجسر وقدرته على مقاومة الحركة "ويمكن القول أنه لن تنتقل أي حمولة طالما الجسر قادر على تحمل الحمولات دون حصول سهم "deflection" وهذا يتعلق بصلابته وبالتالي فان بدء انتقال الحمولات الى الدعم لن يكون فوريا وانما مرتبط بصلابة الجسر ومقدار الحمولات المطبقة عليه ، وبالنتيجة فان الدعم لن يتلقى كل الحمولات المطبقة فعليا وانما ما يزيد عن طاقة الجسر عن تحمله قبل البدء بالحركة، وفي النتيجة ما قصده أنه من الأفضل التأكد أن الحمولات الاجمالية المطبقة على الجسر والتي أدى انتقال جزء منها الى الدعم لكسره لم تسبب تشوهات "deflection" تزيد عن الحدود المسموح بها ، آخذين بعين الاعتبار أن الفشل الانشائي لا يعني بالضرورة الانهيار الكامل وانما يعني تجاوز الحدود المسموح بها لأي من الحدود التي تم التصميم عليها

## حسان2

إستشاري الهندسة المدنية

لاستكمال الحوار وتوضيح الوضع الانشائي للحالة التي نناقشها من وجهة نظري أود أن اضيف الآتي:  
الدعم من حيث المبدأ مرتكز على بلاطة أخرى تدنو جسور الاطار وهي تنقل الحمولات المنقولة عبرها الى هذه البلاطة "قبل انكساره الدعم" وهذه البلاطة تنتشوه بدورها بسبب الحمولات المنقولة اليها ، وبالتالي يجب دراسة الجملة الانشائية بشكل متكامل والتي تعمل معا تبعا لصلابة عناصرها النسبية "بلاطة الاطار + الدعم+ بلاطة السند" وعندما ننظر لعمل هذه الجملة المشترك يمكن الفهم بشكل أوضح أن بعض الحمولات المطبقة تقاوم بواسطة الدعم وليست كلها والبعض الآخر يقاوم مباشرة ببلاطة الاطارات وبعض البعض بالبلاطة السفلية، أما بعد انكسار الدعم فان الحملات كلها تطبق على بلاطة الاطارات وهنا قد تكون هذه الحمولات في هذه اللحظة سببت تجاوزا في التشوهات للحدود المسموح بها والتي أنصح بتدقيقها

ولعل دافعي لشرح هذا الموضوع بشكل مفصل اضافة لما ذكرت في المشاركة السابقة هو تجاربي الطويلة في دراسة موضوع الدعم للأبنية المتعددة الطوابق والتي تنفذ بسرعة كبيرة خلال مراحل التنفيذ المختلفة ومصادفة حالات تكون فيها نوعيات البلاطات الحاملة والمحمولة عبر الدعم بأنواعه المختلفة من نوعيات وسماكات مختلفة . والطرق المتبعة في

التنفيذ التي قد تؤدي لتوزيع للحمولات لم يكن المصمم الأصلي للبناء قد توقعه "خاصة في الأبنية البرجية ذات الأشكال غير المنتظمة والطوابق غير المتشابهة"

### رزق حجاوي إستشاري الهندسة المدنية

اشكر للمهندس حسان اهتمامه والاستفاضة في الشرح الذي يبدو للبعض غير ذي أهمية وذلك لان معظم الابنية باستثناء منطقة الخليج بشكل عام لا يواجه مثل هذه المشكلة وهو تنفيذ طابق او طابقين وربما اكثر قبل ان يكون قضى مضى على اسفل بلاطة المدة اللازمة لفك الطوبار (الشده) Form work (وقد ارفقت صورة توضح هذه الفكرة) اما بخصوص الجسور ذات البحر الطويل Long Span فهي حقيقة قليلة في الابنية متعددة الطوابق واكثر ما تكون في الكباري. وحقيقة هذه المشكلة حصلت في احدى المواقع وتم اخذ رأيي في سبب الانهيار الذي ادى في الدغم الجزئي وتم الكشف على كامل الجسور للبلاط التي تم صبها والتأكد من البلاطات انه لا يوجد اي تشققات وكذلك الكد من منسوب اسفل الجسر بعد فك الطوبار وانهاء تشطيب الارضيات وتركيب قواطع الجبس ولم يكن هناك اية مشكلة. وتم ارفاق صورة للمبنى بعد انتهاء كافة الاعمال.

### جمال السيد عضو فعال جداً

أحييك يا باشمهندس رزق على الموضوع والفكرة ولى اقتراح أن تعرض المشكلة وتطلب الحلول وتتركها لفترة محددة ولا تتعجل الرد حتى تتيح المجال لأكثر عدد من المهندسين للبحث والمراجعة وعرض الحلول وبهذا تحدث الفائدة المرجوة وأنا الآن فقط قرأت المشكلتين الأولى والخاصة بالتعشيش وأتفق تماماً معك عند قولك أن لكل مشكلة طرفها وحلها بناء على المعطيات الأتية لها ولكن هناك مبادئ أساسية لطرق الحل لا يختلف عليها أحد ومنها ما ذكره المهندس الحبيب سالدان وأتفق معه تماماً فيما قاله ووجدته ما كنت سأفعله بالضبط من تصليب وتدعيم ثم نظافة الخرسانة والحديد ودهان الحديد ودهان الخرسانة بمادة ايبوكسية لاحمة بين الخرسانة الجديدة والقديمة ثم الصب والمعالجة وانتظار الفترة المطلوبة لفك طبقا للكود 00 الخ أما الخزان فهو بالطبع كبير ولا يفضل عمل الفواصل الإنشائية بالحوائط لعدم تسرب السائل وبالتأكيد الصب يكون على مراحل في حالة الاضطراب مع استخدام موقوفات الماء ( Water Stop ) والإضافات مع الخرسانة لتأخير زمن الشك وذلك لبعد محطة الخلط عن الموقع وهكذا 000 وهذا رأي سريع لما قرأته الآن وأرجو طرح المواضيع للمناقشة والصبر عليها 00 واخيرا أكرر إعجابي بهذه الفكرة الرائعة والله نسأل أن ينفع بها الجميع 00 وجزاك الله خيرا.

## أطرح المشكلة التنفيذية التالية

### رزق حجاوي إستشاري الهندسة المدنية

من سلسلة مشاكل تنفيذية وحلول هندسية أطرح المشكلة التنفيذية التالية حسب ما اوردها الاخ المهندس سالدان ( التنفيذ من الالف الى الياء):-  
"اتذكر أنى قد نفذت مشروع مدرسه بإشراف من المالك " هيئة الأبنية التعليميه " بجمهورية مصر العربيه فرع مدينة الإسماعيليه وكان لسوء الحظ أن الموقع يقع بين ترعه من جانب والمصرف من الجانب الآخر والترعه " ترعه فرعيه " يعنى ترعه كبيره ومصرفها برى كبير وكان رشح المياه بالموقع مستمر تماما لدرجة مينفعش الوقوف فى أرض الموقع وكنت ببذل بمكنات السحب اللى تقريبا شبه شغاله 12 ساعه وراحه أربعة واخرى تكمل 12 ساعه وراحه أربعة وهكذا وبعد صب العاديه : لبشه بمساحة الموقع وأثناء تنفيذ القواعد المسلحه تعطل المشروع حوالى 2-3 أيام فلم أنزل الموقع وكنت أتابع بالتليفون مع الغير ومقاول الماكينه ولمدة يومين أختلف الغير مع مقاول الماكينه فتم وقف عملية سحب المياه دون أخبارى ولم أعلم إلا عندما ذهبت للموقع ووجدت المياه بارتفاع سمك العاديه 30سم وأعلى من سمك حديد المسلحه بارتفاع 60سم يعنى تقريبا بارتفاع 1م فكان منى إلا أن أمرت بعدم سحب المياه إلا فى معاد أحده أنا قليل بدأ صب المسلحه بساعات وكانت فكرتى هو جعل الحديد مغطى بالماء وعدم تعرضه للهواء الجوى لعدم تمام الأكسده ومن ثم يتعرض للصدأ واتذكر عندما أتى المالك وهو الاستشارى للمشروع : هيئة الأبنية التعليميه قال سوف نغير حديد القواعد وكان قد يكلفنا



وقتها ما يقرب من 61 ألف جنيه مصرى لكنى صممت أن الحديد بدون صدأ بإذن الله وفعلنا بعد سحب المياه وأستلام الحديد تبين أن ما عليه هو قشرة فقط ملوثة من المياه وتم تنظيف الحديد والصب الفورى"

والسؤال الان

- 1- هل كان من الافضل عندما علم بالمشكلة بان المياه غطت حديد التسليح ان يقوم بنزح المياه ام الانتظار لحين الصب ؟
- 2- هل يكفي نزح المياه وتنظيف حديد التسليح من اثار الماء والطين والصب ؟
- 3- هل الاجراء رقم 2 كافية ام ان هناك كانت حاجة لتدقيق منسوب الخرسانة ( النظافة Blinding Concrete ) ؟
- 4- اذا لم يتم بالاجراء رقم 3 ماذا حصل بعد الصب للخرسانة المسلحة Foundation Concrete ؟ بانتظار المشاركات من الاخوة المهندسين

### ماجدان عضو متميز

أولا لحساب قوه دفع الماء للخرسانه العاديه = وزن الماء فوق الخرسانه العاديه

$$0.6 = 1 * 0.6 = \text{طن}$$

$$\text{وأما وزن العاديه} = 0.3 * 2.25 = 0.675 = 0.7 \text{ طن}$$

$$\text{و وزن حديد المسلحه} = 0.100 * 0.6 = 0.06 \text{ طن}$$

إذن فإن الأوزان المقابله لقوة دفع الماء على الخرسانه العاديه =  $0.7 + 0.06 = 0.76 = 0.8$  طن  $0.6 > \text{طن}$  "دفع الماء"

وإن لم تخوننى ذاكرتى فإن من الممكن أن تكون العاديه بسمك 0.5 متر أى أنها سيف من بدرى وأيضاً إذا فرضنا أن قوة الماء أكبر من الأوزان فسيحدث تغير لمنسوب العاديه للأعلى ولكن مليمترات لا تكون ملحوظه وعند سحب الماء وصب الخرسانه المسلحه فور السحب ننتظر فتره قبل تحميل الأساسات بشغل الأعمده حتى تعود المناسب كما كانت أى ننتظر ( تريبج الأساسات ) كما كانت عليه ) هذه المده تتراوح من واقع خبرتى الشخصيه ما بين 2-3 أسابيع)

أنتظر المشاركات وسوف أوافيكم بما حدث فعليا بالموقع .....

والله أعى وأعلم

### ملحوظه:

\*ارتفاع الماء فوق العاديه = 0.60 متر تقريبا

\*ارتفاع الماء من وش تربة التأسيس =  $0.30 + 0.60 = 0.90$  متر

### رزق حجاوي إستشاري الهندسة المدنية

بخصوص المشكله الخامسه من خلال ما ذكره الاخ المهندس نلاحظ ما يلي :

- 1- ان الماء فوق الخرسانة العادة للأساسات وبالتالي يكون وزن الخرسانة العادية وحديد التسليح اكبر من قوة دفع الماء لانه في حالة ان قوة دفع الماء اكبر من وزن الخرسانة العادية وحديد التسليح ففي هذه يحصل تعويم ( Float الطفو ) ان الخرسانة تكون طافية فوق الماء مثل السفينة ) وليس بضع ملم ترتفع عن منسوب الحفر ) لذلك اتوقع ان تكون الخرسانة العادية اكبر من 30 سم ( وهو كما ذكرت 50 سم ) وفي هذه الحالة يكون لدينا
- 1- نحسب القوة المؤثرة على وحدة المساحة 1 م<sup>2</sup> فيكون لدينا  
قوة دفع الماء للأعلى =  $(0.6 + 0.5) * 1 = 1.10$  طن للأعلى ( يتم اخذ ارتفاع الماء من اسفل منسوب الخرسانة العادية وليس من فوقها لذا اقتضى التنويه).

### قوة الدفع للأسفل

وزن خرسانة النظافة =  $0.5 * 1.02 = 0.51$  طن للأسفل

وزن حديد التسليح =  $0.120 * 0.6 = 0.072$  طن للأسفل ( واذلك بافتراض ان سماكة الخرسانة المسلحة 0.6 م وحديد

التسليح 120 كغم / م<sup>3</sup>

وعليه يكون قوة الدفع للأسفل =  $1.10 + 0.07 = 1.17$  طن قوة دفع الماء

وعليه لن يحصل التعويم للبلاطة.

2- هل كان كفاية نزح الماء وتنظيف الحديد ؟

من وجهة نظري كان من الأفضل التدقيق على منسوب الخرسانة العادية لان ارتفاع منسوب الماء قد يؤدي الى حصول هبوط (غير متساوي) في الخرسانة العادية وان يتم تحديد ارتفاع الاساسات من خلال جهاز level وليس باخذ القياس من ظهر الخرسانة العادية حيث يعطى لمنسوب ظهر الاساسات منسوب ثابت لا يتأثر بمنسوب وحالة الخرسانة العادية) هناك خطأ شائع في المواقع يتم استخدام المتر لتحديد سماكة الاساس بدلا من استخدام جهاز level وهذا خطأ كبير حيث تنقل الاخطاء الوارده في الخرسانة العادية الى الخرسانة المسلحة.)

3- من خلال هذا المثال نلاحظ مدى اهمية متابعة العمل من قبل جهاز مؤهل وعلى مدار الساعه لمراقبة عملية نزح المياه وتسجيل القياس لمنسوب المياه على مدار الساعه من خلال ابار السحب او ابار المراقبة او المنسوب في اقنية الحفر وبئر السحب لها.

## ماجدان

عضو متميز

شكرا بشمهندس رزق على التحليل الجيد

بس فعل احنا بنعمل لفلينج للمسلحه بحيث تكون فيه واحده مع المبنى واحنا طالعين طبعاً عشان ميفاش في أختلاف مناسب دى مش عايزه كلام  
اما موضوع الشريط اعتقد محدش بيستخدمه قوى ( إلا إذا استلم العاديه وضمن أفقيتها).

## رزق حجاوي

إستشاري الهندسة المدنية

ورد هناك خطأ في المشاركة السابقة بخصوص التدقيق على تعويم الاساسات حيث تم تجاهل وزن الماء فوق الخرسانة العادية وهذا خطأ والصواب ان يتم حساب هذا الوزن لذلك اعيد الحل من جديد  
- نحسب القوة المؤثرة على وحدة المساحة 1 م<sup>2</sup> فيكون لدينا  
قوة دفع الماء للاعلى =  $(0.6+0.5) * 1 = 1.10$  طن للاعلى ( يتم اخذ ارتفاع الماء من اسفل منسوب الخرسانة العادية وليس من فوقها لذا اقتضى التنويه).

### قوة الدفع للأسفل

وزن خرسانة النظافة =  $0.5 * 1.102 = 0.55$  طن للأسفل  
وزن حديد التسليح =  $0.120 * 0.6 = 0.072$  طن للأسفل ( واذلك بافتراض ان سماكة الخرسانة المسلحة 0.6 م وحديد التسليح 120 كغم/م<sup>3</sup>)  
وزن الماء فوق الخرسانة =  $0.6 * 1 = 0.6$  طن  
وعليه يكون قوة الدفع للأسفل =  $1.10 + 0.6 = 1.770$  طن < 1.10 طن قوة دفع الماء  
وعليه لن يحصل التعويم للبلاطة  
ولا عطاء مثال على حالة التعويم ( الطفو Float )

نفرض لدينا مبنى مساحة الاساس Raft Foundation 50\*50\*1 m وجدران محيطه حول المبنى بارتفاع 4 متر وسماكة 0.4 م وكان يتم سحب المياه خلال عملية صب الاساس والجدران ونتيجة لتعطل مضخات السحب submersible Pump ارتفع منسوب المياه الى + 3.5 متر فوق منسوب الاساس

### المطلوب حساب حالة الاتزان للأساس Stability Foundation؟؟؟

حساب القوى المثبتة ( للأسفل)

وزن الاساس =  $2.5 * 1 * 50 * 50 = 6250$  طن للأسفل

وزن الجدران =  $(4 * 50) * 0.4 * 2.5 = 800$  طن للأسفل

مجموع القوى المثبتة =  $800 + 6250 = 7050$  طن للأسفل

حساب القوى الرافعة (ضغط الماء للاعلى)

قوة الرفع للاعلى =  $(1 + 3.5) * 50 * 50 * 1 = 11250$  طن للاعلى

نلاحظ ان قوة الدفع للاعلى أكبر من قوى التثبيت وبالتالي فإن الاساس سيعوم Float مثل السفينة لذا اقتضى التنويه

## aalmasri

عضو تحرير المجلة

تعقيباً على المشاركة الاخيرة للاخ رزق، اقول لسنا بحاجة لحسابات التعويم للقواعد العادية (المنفردة او المزدوجة)، حيث ان وزن القاعدة على المتر المربع تساوي سماكة القاعدة ضرب 2.2 (كثافة الخرسانة)، بينما قوة دفع الماء للاعلى تساوي فرق الضغط بين السطح العلوي والسطح السفلي للقاعدة ، والذي يساوي بدوره سماكة القاعدة، وهكذا نرى ان وزن القاعدة دائماً اعلى من قوة دفع الماء للاعلى

الحالة التي يجب علينا حساب قوة الطفو لها هي وجود جدران متصلة بالقاعدة (مثل الخزانات الارضية) بحيث لا يدخل الماء على السطح العلوي للقاعدة. في هذه الحالة فرق ضغط الماء بين السطح العلوي والسفلي قد يصبح كبيراً بحيث يرفع القاعدة بشكل كامل كما ذكر الاخ رزق (سيعوم مثل السفينة)

## مطلبك سليمان

عضو فعال جداً

ان اكثر حالة تستوجب التدقيق في حالة الغمر الوارد ذكرها هي: وضع التربة تحت الاسس---هل هي انتفاخية---هل حصل فيها نزول غير منتظم-ويمكن التأكد من ذلك من خلال تدقيق المناسيب باستخدام جهاز ليفل

أؤيد ترك الحديد مغموراً بالماء ولحين تهيئة متطلبات صب الخرسانة لتجنب حصول الأكسدة ولكن يجب الانتباه الى ضرورة تنظيفه من الرواسب الطينية وغيرها

## رزق حجاوي

إستشاري الهندسة المدنية

- بخصوص حالة التعويم (الطفو float) (تحصل عندما يكون لدينا قاعدة على شكل) لبشة=حصيرة ( raft=Mat=وجدران محيطية ومياه جوفية منسوبه اعلى من منسوب القاعدة ( قوة الدفع للاعلى اكبر من الاوزان للمنشأ) ومثال على ذلك
- 1- خزانات المياه (الحالة الحرجة عندما تكون فارغة.)
  - 2- الابنية التي تحوي طوابق قبو) تسوية basement floors )
  - 3- الصوامع ( الحبوب - الاسمنت ) الحالة الحرجة عندما تكون فارغة.
  - 4- الهويس.
  - 5- احواض التهذنة بالسودود Stilling Basen التثبيت يكون عن طريق مرابط بالارض على عمق كبير. (Anchor
  - 6- محطات التنقية التي تكون مطمومة بالكامل ( الحالة الحرجة عندما تكون فارغة).

## اطرح المشكلة التالية

## رزق حجاوي

إستشاري الهندسة المدنية

من سلسلة مشاكل تنفيذية وحلول هندسية اطرح المشكلة التالية والتي تحدث خلال مرحلة التصميم.

هناك مبنى مؤلف من ستة طوابق وكل طابق يحتوي على اربعة شقق والمطلوب ما يلي:-

- 1- ما هي المخططات الهندسية اللازمة لتصميم بلاطة السطح Roof Slab ؟
  - 2- ما هي الحمولات التي يجب (تعداد فقط) اخذها بعين الاعتبار عند تصميم بلاطة السطح Roof Slab ؟
- وان شاء الله بعد ثلاثة ايام نناقش هذا الموضوع واتمنى من كل الاخوة المهندسين وطلاب السنوات الاخيرة في كلية الهندسة المدنية المشاركة خطياً مع الشكر لكل المتابعين لهذه الزاوية

أبو الطول

أبو الطول

أولاً - بالنسبة للمخططات، فإننا نحتاج لمسقط معماري الطابق الأخير وذلك كي نعرف ما هو شكل سقف هذا الطابق، سواء كان نفس الطابق المتكرر أو كان حاوياً على تراجع... إلخ. وبلا شك فإننا نحتاج أيضاً لمخطط إنشائي يبين سقف الطابق أسفل الطابق الأخير حتى يتبين مكان الأعمدة..

ثانياً - بالنسبة للحمولات:

- 1-الحمولات الميتة :وزن ذاتي - حمولة تغطية (حسب الكود المعتمد في الدراسة، حيث أنها في الكود العربي السوري تكون نفسها للطابق المتكرر ولا تقل عن 300 كغ/م<sup>2</sup>).
- 2-الحمولات الحية: هي الأكبر بين الحمولة المذكورة في الكود المعتمد وحمولة الثلج.

### مطلبك سليمان

عضو فعال جداً

- 1- استاذ رزق ---عنوان النقاش هو مشاكل تنفيذية وحلول وليس موضوع تصميم
- 2- المخططات المطلوبة --هي التي لها علاقة بتوزيع الفعاليات فوق السطح---خزانات المياه وغيرها--وكيفية عزل السطح--بلاطات كونكريتية وتراب تهوير--او طريقة اخرى---هل السطح من نوع فلات سلاب ام لا
- 3- الاحمال--الميتة--الوزن الذاتي--وزن مواد عزل السطح--اية احمال ثابتة اخرى
- 4- الاحمال الحية--وزن الثلوج في حالة كون المنشأ في منطقة تسقط فيها الثلوج---وزن الافراد المحتمل استخدامهم للسطح لاغراض الصيانة وغيرها
- 5- في حالة كون السطح جملون اوسطح مائل ثمة حسابات مختلفة تدخل في الموضوع
- 6- يؤخذ بنظر الاعتبار تأثير الرياح

### رزق حجاوي

إستشاري الهندسة المدنية

- واذكر الاخوة المهندسين وطلاب السنوات الاخيرة في كلية الهندسة المدنية بالمشاركة في الحلقة السادسة وهي
- 1- ما هي المخططات الهندسية الازمة لتصميم بلاطة السطح Roof Slab ؟
  - 2- ما هي الحمولات التي يجب) تعداد فقط) اخذها بعين الاعتبار عند تصميم بلاطة السطح Roof Slab ؟

### ماجدان

عضو متميز

- 1- \* رسومات معمارى الأخير  
\*محاور الأعمده  
\*رسومات تفصيليه ( تفصيله شخشيخة السلم - تفصيله غرف الأسانسير والخزانات) ..... إلخ
- 2- \* أما الأحمال فهي احمال السقف بطريقة التغطية المتفق عاليها والمعتده في الكود  
\*أحمال الغرف الإضافيه ( غرف الأسانسير - الخزانات ) أحمال الخزانات نفسها وطرق تحميلها  
\*أحمال كل التفاصيل المتفق تواجدها في نوعية المبنى  
\*طبعا حمل حي تبع الكود المعتمد حسب نوع المنشأ

طبعا ياهندسه لوحات الكهربيه والصحيه  
وكمان لوحات التهويه والتكيف واللوحات الميكانيكيه للأسانسيرات ( المصاعد ) إن وجدت

### رزق حجاوي

إستشاري الهندسة المدنية

في البداية لا يسعني الا ان اشكر كل من ساهم في هذه المشاركة وكذلك المتابعين لهذا الباب من سلسلة مشاكل تنفيذية وحلول هندسية وقد كانت هذه المشاركة تبحث في موضوع تحديد الاحمال على الاسطح والمخططات اللازمة لها وحقيقة من السهولة التي عليها تبدو فيها المشاركة الان عدد المشاركات كان = 4 وعدد المشاهدين بحدود 370؟؟؟.

والان اعود لموضوع المشاركة

هناك مبنى مؤلف من ستة طوابق وكل طابق يحتوي على اربعة شقق والمطلوب ما يلي:-

- 1- ما هي المخططات الهندسية الازمة لتصميم بلاطة السطح Roof Slab ؟

## - المخططات المعمارية

- مسقط السطح ( Roof Plan ) لبيان موقع فتحات الخدمات - المناور Shaft =
- المقاطع المعمارية (توضح ارتفاع التصويينة- تفاصيل العزل- احواض الزاغة اذا كانت موجوده ).
- التفاصيل المعمارية .

## -المخططات الانشائية

- بلاطة الطابق قبل الاخير (لبيان ابعاد الاعمدة )

## -المخططات الميكانيكية

وهي برأبي اهم المخططات لتحديد الحمولات حيث ان الاحمال الناتجة من الاعمال الميكانيكية اكبر وفي بعض الحالات اكبر بكثير من مجموع الاحمال الميتة والحية . ( Dead & Live Load )

- مخطط السطح لخزانات المياه ومواقعها ( وهنا تختلف اوزان الخزانات حسب حجمها فمنها يعطى 1 طن/م<sup>2</sup> او 1.5طن/م<sup>2</sup> (حسب الصورة الاولى المرفقة ) او 2 طن /م<sup>2</sup> .
- مخطط موقع الشلرات Chillers التكييف المركزي (اذا كان هناك تكييف مركزي) وهي تحتاج بالاضافة لوزنها قاعدة خرسانية سماكتها 30 سم بالاضافة لتفصيله خاصة بالعزل للصوت .

ومن خلال المخططات السابقة يمكن البدء بحديد الاحمال

- 1- ما هي الحمولات التي يجب (تعداد فقط) اخذها بعين الاعتبار عند تصميم بلاطة السطح Roof Slab ؟
- 2- الوزن الذاتي للبلاطة (Dead Load) own weight (بلاطة مصمتة او هوردي او فطرية Solid slab , Ribbed Slab, Flat Slab
- 3- وزن اعمال العزل للسطح (حسب التفاصيل المعمارية وجدول الكميات).
- 4- الوزن الحي Live Load (او وزن الثلج ) Snow load في المناطق التي يسقط فيها الثلوج ويؤخذ سماكة الثلج حسب الارتفاع عن سطح البحر )ايهما اكبر
- 5- وزن التصويينة للسطح. ووزن التربة الزراعية اذا وجدت.

## \*\*\*\*4- اوزان الاعمال الميكانيكية

- وزن خزانات الماء ( حسب ما تم توضيحه سابقا بخصوص الحمل فلو فرضنا ان كل شفة سيكون لها 4م<sup>3</sup> ماء وعليه يكون الحمل من وزن الخزانات = 4\*24= 96 طن) وتوزيعها ( وهي عادة حول منطقة فتحة الخدمات ) لذلك يجب ان يكون هناك تصميم خاص للبلاطة والجسور في هذه المنطقة ويجب ان تكون تسليحها اكبر من البلاطات التي تحتها وخصوصا في الابنية السكنية .
- وزن وحدات التبريد Chillers وتحديد موقعها (لأنها ذات وزن عالي ) وتحتاج الي قاعدة مسلحة مفصولة ومعزولة عن بلاطة السطح .

وفي النهاية اتمنى ان اكون قد اوضحت ما هو المطلوب في تصميم الاسطح ومن خلال خبرتي العملية لاحظت كثيرا عدم الانتباه للاحمال الميكانيكية لأنها عادة في التصميم تأتي في مرحلة متأخرة او لا يتم التنسيق بين الاقسام الهندسية وخصوصا ان الاحمال الميكانيكية لا تؤثر فقط على تصميم بلاطة السطح وانما تؤثر على كامل الحمولات للمنشأ الخرساني ( الاعمدة والاساسات).





الاخ الفاضل المهندس رزق اشكرك علي موضوعك القيم ومشاركاتك الممتعة كما اشكر المهندس سالدان والمهندس حسان وجميع الاخوة الافاضل المشاركين في الموضوع.

بالنسبة للمشاركه رقم 6 وبخصوص المخططات المطوبه لتصميم بلاطة السطح اتفق معك فيما اوردته حيث ان المخططات الميكانيكيه مهمه جدا في تصميم تلك البلاطه واحب ان اضيف انه لا حاجه الي بلاطة الطابق قبل الاخير (ليبان ابعاد الاعمدة ) حيث انه من المفروض التنسيق بداية مع مهندسي الاعمال الميكانيكيه والكهربائيه لتحديد اماكن تلك الخزانات ووحدات التبريد وليس من الضروري وضعها بجوار الفتحات حيث انه من الممكن وضعها فوق الاعمده قدر الامكان لتجنب تحميل البلاطه بتلك الاحمال العاليه لكي نحصل علي بلاطه مصممه اقتصاديا قدر الامكان ( حيث ان الحمل في النهايه لابدوان ينتقل الي الاعمده فما الداعي لوضعه علي البلاطه ) ثم من المفروض اننا نبدا التصميم للمبني من الاعلي الي الاسفل اي اننا من احمال تلك البلاطه علي الاعمده نحصل علي رد الفعل الناتج من العمود ونضيفه الي رد الفعل من باقي البلاطات في الادوار المختلفه حتي نصل الي الحمل الكلي علي العمود وبعد ذلك يتم تصميم العمود ومن ثم الحصول علي ابعاد الاعمده يعني المقصود ان نبدا بالبلاطه الاخيرة ثم تليها لاسفل وهكذا حتي نصل الي الدور الاول ( المتصل بالاساسات ) وهنا نبدا تصميم الاعمده وبعد الاعمده نبدا في تصميم الاساسات اما البلاطات فمن الممكن تصميمها كوحده مستقله بمجرد معرفه احمالها في اي مرحله سواء قبل او بعد الاساسات المهم هو الحصول علي ردود الافعال والاحمال المؤثرة علي كل عنصر قبل تصميمه

واكرر شكري العميق لجميع الساده المهندسين وجزاكم الله خير

### رزق حجاوي

إستشاري الهندسة المدنية

اشكر للمهندسين المشاركة واتفق معهم بخصوص بعض ما طرحوه واختلف معهم فيما يلي

1- بخصوص توزيع الخزانات لا يمكن توزيعها على كامل السطح ومن غير المنطقي ان ابحت على كل عمود واضع فوقة خزان ورغم ذلك فان هذا الحمل سيعود بالتحميل جزئيا على البلاطة والجسور الحاملة وكذلك توقع ان يقوم السكان بوضع خزانات جديدة فوق السطح وهذا ما يحدث فعليا في البلاد التي تعاني من شح المياه (مرة واحد بالاسبوع او الاسبوعين ) وقد افرقت صورة بالمشاركة السابقة توضح تكديس الخزانات في منطقة واحدة

2- اما بخصوص المشاركة من المهندس فاضل اقترح عليك اعاده دراسة الاحمال وعدم اهمال حمل خزانات المياه ووحدات تبريد فوزن الخزانات للماء اقلها يعطى 1 طن / 2م وهذا الحمل اكبر بكثير من الحمل الحي 0.2 طن/2م في الابنية السكنية والابنية العامة وهذا باقصى الحالات فكيف بالله عليك يمكن اهمال 1طن/2م واخذ الحمل الحي مع العلم بان هناك انواع خزانات جديد اسطوانية الشكل من البلاستيك تعطي 2 طن/ 2م وهذا الحمل اضعاف الحمل الحي والميت اما بخصوص وحدات التبريد فوزنها اكبر من وزان الماء ويعتمد على قدرتها ولا يمكن اهماله) وكذلك هناك قاعدة خرسانية سماكتها لا تقل عن 30 سم اي 0.75 طن/2م فيكيف يمكن اهماله)؟؟!!!!

واكرر هنا مرة اخرى ان كمية الحديد في بلاطة الحديد في بلاطة السطح اكبر منها للطوابق السكنية( هذا للتدقيق السريع على صحة مخطط البلاطات في الابنية التي عليها خزانات مياه ) واذا لم يؤخذ احمال الخزانات ووحدات التبريد فان ذلك خطأ تصميمي كبير حيث لو اعيد التصميم على هذه الاحمال فتكون البلاطة قد فقدت معظم عوامل الامان في التصميم وتراكم الازخاء في تحديد الاحمال يؤدي الي انهيار شبه مؤكد ( لا سمح الله ولو بعد فترة).

واذكر هنا انني تابعت حالة انهيار فندق على ما اظن في الصين او كوريا كان السبب في ذلك كما تم توضيحه ان المصمم اهمل الوزن الحي على اعتبار انه قليل ؟؟؟!!!!

لذلك من وجهة نظري يجب ان يعمل المهندس حديث التخرج فعليا ( وليس تسجيل بمكتب كما يحدث وللأسف في بعض الدول) تحت اشراف مهندس (رئيس اختصاص) لمدة لا تقل عن ثلاث سنوات بعدها يعمل فحص اختصاص للتصميم حتى يتم اعتماده رسميا وهذا مثل بقية المهن ( الطب ، الصيدلة ، المحاماة.....) اما ما يتم من فوضى التصميم والاقتناء في الهندسة المدنية فهذا غير معقول ولا يقبله منطق.

راجيا من اكبر عدد ممكن المساهمة وطرح افكاره لان ذلك يرفع من مستونا العلمي جميعا وتصحيح الازخاء والتي نعتقد انها صحيحة

الاخ الفاضل مهندس رزق

انا ذكرت في موضوع توزيع الخزانات عند الاعمده ان يكون ذلك قدر الامكان وطبعاً سيؤثر جزئيا علي البلاطه والكمرات وده ها يكون احسن من اني اخذ هذه الاحمال في منتصف البلاطه مما يؤدي الي زيادة قطاع وتسليح البلاطه والكمرات الحامله لها وبعد ذلك الاعمده

الفكرة اخي الفاضل ان تتم دراسته مع التنسيق بين المهندسين في جميع التخصصات بمعنى ان كل مهندس يضع اقتراح



لأماكن هذه الخزانات والوحدات وتتم المناقشات للحصول علي أفضل مكان اقتصاديا ولا يؤثر علي الناحية الفنية لكل تخصص وعلي الناحية الجمالية للمعماري هو طبعا من سرعة الشغل والاستعجال تجد ان كل مهندس شغال مع نفسه نظرا لضيق الوقت وده بيؤدي الي تكلفه اكبر للمنشأ ويمكن يؤدي الي مشاكل في التنفيذ

### ماجدان عضو متميز

أوافق على ما هو اعلاه  
ولي ملاحظه يمكن الاستغناء عن اللوحه الإنشائيه للدور الأخير مقابل لوحة محاور الأعمده على ان تشتمل اللوحه ( أكيد ) على جدول قطاعات الأعمده وحديد التسليح وذلك في مرحلة التنفيذ حتى نستطيع تحطيط حطات الأعمده إذا لم تكن الأعمده صبت بعد لسقف الأخير وتحديد أماكن رقابي الأعمده مع سقف الأخير ومعرفة قطاعات العمود بعد تقليل القطاع وعلى أى المحاور يتم التقليل وهكذا وطبعا في الغالب يكون التقليل في الطول وليس العرض ليصل بنا العرض ل 25 سم أو 20 سم أحيانا وأنه أن

\* العمود 20×20 سم وبه أربع اسياخ فإى 12 مم (4 لينيه ) فى الألزون ( أركان الكانه الأربعه ) يمكن أن يتحمل حتى 46 طن تقريبا

\* العمود 30×30 سم وبه أربع اسياخ فإى 12 مم (4 لينيه ) فى الألزون يمكن أن يتحمل حتى 89 طن تقريبا والتقريب ناتج من اختلاف استخدام الخاصيه المميزه للخرسانه من بين المصممين Fcu والحديد من 3600 إلى 4000 وذلك تبعاً لمعادلات تصميم الأعمده القصيره للكود المصرى  
يعنى الموضوع سيف إنشاء الله وميخوفش بس طبعا لا يعفى من التصميم  
بس أنا عايز أقول ان ساعتها بيبقى تصميم كتشيك بدون أهمال الأوزان طبعا ... (مش عارف أوصلكم فكرى أزاى) هيا حس هندسى .... أرجو أن يكون المهندسين فهموا أنا أقصد ايه

### ماجدان عضو متميز

مهندس رزق ..... تحيه طيبه  
أسف إذا كنت استخدمت أسلوب أو كلمات غير مفهومه وأوضح  
أعتقد اننا لا نحتاج للرسومات الإنشائيه للطابق قبل الأخير وإنما نحتاج للوحة محاور الأعمده والمبين بها جدول قطاعات الأعمده والتسليح لكل دور وتفصيله الكانات المستخدمه لتحديد قطاعات الأعمده  
أما بالنسبه لموضوع أحمال الخزانات والتكيفات ..... إلخ فإن  
\* العمود 20×20 سم وبه أربع اسياخ فإى 12 مم (4 لينيه ) فى الألزون ( أركان الكانه الأربعه ) يمكن أن يتحمل حتى 46 طن تقريبا

\* العمود 30×30 سم وبه أربع اسياخ فإى 12 مم (4 لينيه ) فى الألزون يمكن أن يتحمل حتى 89 طن تقريبا والتقريب ناتج من اختلاف استخدام الخاصيه المميزه للخرسانه بين المصممين Fcu والحديد من 3600 إلى 4000 وذلك تبعاً لمعادلات تصميم الأعمده القصيره للكود المصرى  
فلو قارنا بين ما يتحملة عمود قطاعه (20×20 سم ) وعمود المبنى موضع النقاش والذي قد يصل قطاعه إلى (30×50) على سبيل المثال فأنا نجد أن الموضوع سيف فى الأعمده بالنسبه لأحمال ( الخزانات والتكيفات ..... ) إلى آخره وان اعمده المبنى تتحمل ولا يسعنا إلا تصميم البلاطه ولكن هذا لا يمنعنا بتاتا من أخذ كل الأحمال عند التصميم وأعتقد ان هذا ما يقصده الأخ المهندس فاضل  
يعنى موضوع أحمال الخزانات ميخوفش  
ده كان قصدى والله اعلى وأعلم

يعنى زى ما بيقول م.محي لو قدرنا نضع الأحمال على الأعمده قدر الإمكان لكان افضل بكثير حيث موضح درجة مقاومة العمود لما يستطيع أن يتحملة من Pu أعلاه  
ولكم جزيل الشكر جميعا

mohy\_y2003

إستشاري الهندسة المدنية

المفروض ان انا ها احدد الاعمده بعد ما احصل علي الاحمال الناتجه من توزيع تلك الوحدات يعني مش محتاج للاحمال القصوي للاعمده طبعا ده في حاله ان المشروع في مرحلة التصميم .. اما اذا كان المشروع قائم بالفعل ومطلوب اضافه تلك الوحدات له كاحمال اضافيه في تلك الحاله يجب اختيار امكانها ومعرفة الاحمال الناتجه علي الاعمده ومقارنتها

بالحمل الاقصى للعمود وطبعاً يجب الا تتعدي جميع الاحمال علي العمود بما فيها احمال ميتة وحية ..... الخ  
الحمل الاقصى للعمود  
وشكرا اخي الفاضل وجزا الله القائمين علي هذا المنتدى كل خير

### المهندس محمد زايد

عضو متميز

مع احترامي الشديد لاراء الزملاء اود المداخلة بناء على واقع تنفيذي اعيشه ( وارجح هنا رأي المهندس رزق).  
الاوزان من وحدات التكييف من الصعب اخذها بعين الاعتبار اثناء التصميم وذلك لاعتبارات الاعتماد لنوعية التكييف  
والتي تخضع لقيمة هذا البند ورأي المالك والاستشاري والذي قد يتغير من وقت لآخر اثناء التنفيذ ( وهذا من ناتج خبرة  
لعدد كبير من البنايات التي نفذتها ) وبالتالي فان اوزان هذه الوحدات تختلف من شركة لاخرى وبالذات في التكييف ( ducting split units)  
والتي قد تتجاوز عدد الوحدات الخارجية (compressor) فيها 100 وحدة اكثر او اقل حسب  
عدد الشقق ، وبالتالي تغطية اكثر من 50% من مساحة السطح ... اي حمل اضافي على السقف الاخير بلا شك  
وعليه ايضا" يفضل ان تصمم الاسقف لتكون اما هوردي ( على المهندس الاستشاري هنا ان يراعي وضع قواعد وحدات  
التكييف بالشكل الذي يناسب اتجاه الاعصاب ) او ان تكون البلاطة flat slab  
اما خزانات الماء ففي الكثير من المشاريع ( البنايات وليست المنازل وذلك لصحة رأي المهندس رزق ) يتم بالفعل تحديد  
اماكن الخزانات ورفع عدد من الاعمدة مسافة 60 سم تقريبا" وربطها بجسور بشكل يتناسب مع ابعاد الخزان والذي تقدر  
مسبقا "حسب عدد الشقق .

ومع ذلك ففي حالات اخرى نضطر الى تعديل في توزيع اماكن الخزان لظروف موقعية ووضعه على قواعد خرسانية  
مباشرة على السطح ... اي حمل اضافي.  
اما قاعدة المصاعد فلها خصوصية وذلك لان لها غرفة منفصلة وداخل هذه الغرفة هنالك تفصيلة لقواعد المكن والتي تاتي  
بمنسوب اعلى من السطح العادي وبشكل منفصل يدرس مسبقا "اثناء التصميم.

mohy\_y2003

إستشاري الهندسة المدنية

معني كلامك ان اماكن تلك الوحدات غير معروف وكذلك عددها وفي هذه الحالة يجب ان يكون السقف مصمم كله علي  
انه يتحمل احمال تلك الوحدات في جميع اماكنه ودي تكلفه عاليه جدا . وانت تعلم معني اني اصمم بلاطه علي انها  
متحملة احمال تعادل 1.5 طن لكل متر مسطح بكامل المسطح فذلك سيؤدي الي زيادة في تكلفه البلاطه والكمرات  
والاعمده

وحضرتك تعلم ان عدد الشقق معروف مسبقا اثناء تصميم المبني وكمية المياه المطلوبه للمبني ككل معروفه وكذلك  
وحدات التكييف الخ  
وايه المانع ان الموضوع يتم دراسته مسبقا من جميع الزوايا لتوفير في التكلفة وبعدين ليه يتم تغيير مكان الخزان في حين  
اني ممكن اثبت مكانه ويتم التعديل في اطوال المواسير واتجاهاتها ونفس الكلام لوحدة التكييف

### المهندس محمد زايد

عضو متميز

وحدات التكييف وكما اسلفت الذكر فهي تخضع للنوع وبالتالي الشركة المورد ( Train , york,carrier,LG... )  
والتي تحدد اثناء التنفيذ ، اما 1.5 طن فهي مبالغ فيها لان الوحدات الخارجية معدل وزنها لا يتجاوز 250 kg ويبقى  
وزن القاعدة والتي تخضع لمقاس الوحدة .  
ولكن تعقيبك على الموضوع خصوص زيادة الكلفة : هل هنالك حل لوحدة التكييف والتي كما تم ذكره سابقا" تغطي  
اكثر من 50% من مساحة السقف ؟؟ وفي المشاريع التي اتكلم عنها فرق الكلفة الناتج من اوزان هذه الوحدات لن يشكل  
الفارق الذي نتوقع فدراسة الجدوى الخاصة بهكذا مشاريع تدرس بشكل جيد بحيث لن تكون اهمية لمثل هذه الزيادة  
الضرورية.

اما خزان الماء فكما تم ذكره في المشاركة السابقة ، في اغلب الحالات يتم تحديد المكان ورفع الاعمدة وعمل جسور  
ولكن اقول انه في بعض الحالات القليلة التي نضطر فيها الى تعديل مكان الخزان ( بطلب من الدفاع المدني او عند  
تعارضها مع متطلب آخر طارئ )

الاخ الفاضل مهندس محمد  
انا ما قلتش ان وحدات التكييف وزنها 1.5 طن انا اقصد بكده وزن خزان المياه لان في خزانات ارتفاع المياه بها 1.5 متر وده بيتحدد حسب كمية المياه كلها للمبني ومقاسات الخزانات اللي بيقترحها مهندس اعمال اليكترو ميكانيك والمفروض ان الرسومات الكهربيه والميكانيكيه تكون معتمده من الدفاع المدني قبل الشغل ومن حيث تعارضها مع متطلبات اخري ده معناه ان الدراسه كان فيها قصور ولم تراعي جميع المتطلبات في اثناء الدراسه وده طبعا خطأ في النهايه كل ما اقصده اخي الفاضل هو عدم الاستعجال في الدراسه ومراعاة التنسيق بين جميع التخصصات اثناء التصميم مع الحصول علي موافقه الجهات الحكوميه والهيئات التي لها متطلبات خاصه زي الدفاع المدني وهيئه الكهرباء .... الخ لان تعديل او تغيير الرسومات اھون بكثير من تعديل في الموقع من ناحية السلامه الانشائيه والتكلفه وتنفيذ المتطلبات المعماريه ..... وشكرا

### المهندس محمد زايد عضو متميز

اخي العزيز محي:  
قد وافقك الرأي بخصوص خزان الماء وضروة تحديد مكانه مسبقا" واخذ الحمولة بعين الاعتبار.  
اما التكييف فلا بد من زيادة حمولته على السطح بالكامل لاسباب التي ذكرت سابقا " وشكرا" على التواصل

### رزق حجاوي إستشاري الهندسة المدنية

اشكر للجميع المشاركة بخصوص وحدات التبريد التي لها ويؤثر بشكل حقيقي على تصميم البلاطات والجسور هي التي تسمى ( chillers وتسمى وحدات التبريد ) وهي تستخدم في التكييف المركزي فهذه الوحدات عادة تكون كبيره حسب قدرة التبريد فمثلا 2000 طن تبريد تكون ابعاد جهاز الشلر ( 2.5 \* 6.5 م ) الوزن بحدود 12 طن وتحتاج الى قاعدة مسلحة 3\*7\*0.35 م وعليه يكون الوزن الناتج من وحدة التبريد ( 2.5/12 \* 7 + 2.5 \* 0.35 = 1.5 طن / 2م ) لذلك يتم تحديد موقع الشلر بالتنسيق مع المخططات الميكانيكية.  
اما الوحدات التي تعمل على الغاز split unite فهذه عادة قليلة الوزن ولا يتعدى وزنها 20-40 كغم وتثبت عادة على قاعدة معدنية على الجدار او السطح.

### ماجدان عضو متميز

أرى اننا والحمد لله جميعا متفقين من الناحية الجوهرية للموضوع بان جميع الأحمال المذكوره أعلاه سوف تكون واقع الدراسه والبحث والتصميم ولكن نختلف أختلاف طفيف لأحمال التهويه والتكيفات إن كانت قبل التصميم ام بعد التصميم وقبل التنفيذ وفي الحالتين يمكننا التعامل بالطبع ولكن لى مداخله يعنى نقدر نقول ان الاحمال دى فى الغالب تكون فى البنايات الأكثر من 12-18 متر يعنى من 6 أدوار متكرر تقريبا ويمكن فى الأبراج العاليه الأكثر من ذلك يعنى يبقى التصميم فيها دقيق شويه وبراعى فيها الأحمال والرسومات والدراسات جيدا فى التصميم زى مثلا ناطحات السحاب والأبراج العاليه والفنادق الكبيره والمولات بيتم التصميم وأخراج لوحات معماريه وإنشائيه على اعلى مستوى ولا ينتظر بها شىء لمرحلة التنفيذ إلا ما هو بسيط من رأى المهندس المنفذ لطريقة أخراج اللوحات لأرض الموقع وذلك بالرجوع للإستشارى والمصمم شكرا للجميع على المناقشه الفعاله والمجديه  
حياك الله م . محمد زياد وم . محى والجميع والسلام عليكم

### رزق حجاوي إستشاري الهندسة المدنية

في احد المشاريع تم تصميم منشأ معدني فراغي Steel Space Structure وقد تم اخذ الحمولات للتكييف المركزي في الحسابات التصميمية( وزن دكت الهواء Duct ووحدات دفع الهواء Air Handing Unite وكذلك مواسير الماء المعذية للوحدات) وبعد ان قامت الشركة المنفذة للاعمال المعدنية وتسليمها مبدئيا بدأت اعمال تركيب الاعمال الميكانيكية (الدكت ووحدات دفع الهواء وانابيب الماء) وقد قام الماول لاعمال التكييف ولسهولة العمل والتركيب بتحميل كافة لوزام

فالنسبة للمنشآت الفراغية أو الجمالونات Space Frame or Truss من المهم جداً ان يكون التحميل في منطقة العقد فقط Joint لان نظام التحليل الانشائي والتصميم يعتمد على ان العناصر في المنشأ Members تتعرض

(لاحمال محورية فقط ) شد او ضغط Axial Loadf Tension or Compression (وبالتالي عندما تم التحميل على العناصر member اصبحت يتعرض عوزم انحناء وقص Moment & Shear مثل اي جسر ) جانز ( Beam) وكان الخطأ برأبي من الجهاز المشرف لان في العقود المتعددة والتي لا يوجد بها مقاول رئيسي ومقاولين فرعيين تنتقل المسؤولية لجهاز الاشراف فمقاول الاعمال الامعندسية انها العمل وسلمه حسب الاصول ومقاول أعمال الميكانيك في العادة لا وليس لديه القدرة لمعرفة ان الخطأ في مكان التحميل يؤثر على سلامة المنشأ مع ان ذلكم لا يعفية من المسؤولية لانه المسبب لها وتعود مثل هذه الاخطاء الى عدم تقديم مخططات تنفيذية تفصيلية لاعمال الميكانيك وطرق التثبيت (التعليق) واخذ الموافقة عليها من القسم الانشائي لانه الاقدر على تحديد اماكن التحميل ومدى خطورتها. وكذلك تعود المسؤولية ولو من الناحية الادبية لجهاز الاشراف بعدم مراقبة الاعمال والحس الهندسي بالتصميم الانشائي للمنشآت المعدنية واماكن التحميل في المنشأ الفر اغي والجمالونات.

## اطرح المشكلة التالية

**رزق حجاوي**  
إستشاري الهندسة المدنية

السلام عليكم جميعا  
في البداية قبل ان ابدأ هذه المشاركة اكرر اسفي للتاخر في هذه المشاركة وادم جزيل الشكر للامتنان لكل من سأل عني ولكافة المهندسين والمهندسات المتابعين لهذه السلسلة العملية في مجال الهندسة المدنية وهي " مشاكل تنفيذية وحلول هندسية."

في هذه المشاركة الثامنة اطرح المشكلة التالية وهي كثيرا ما تحدث في المشاريع في احد المشاريع وبعد ان قام مهندسين التنفيذ بتسليم الاعمال حسب الاصول قرر التأكد من صحة معايرة الخلاطة المركزية للاوزان ( هناك طريقة سهلة جدا وهي بعد ان تضع المواد في في بوكيت التوزين - وعاء- تقف داخل الوعاء ومن خلال معرفة وزنك المسبق يمكن ان تحدد ان الزيادة في قراءة الميزان صحيحة ام لا - وخصوصا اصحاب الوزن الثقيل 100 كغم فيكل سهول يتأكد) وجد ان ان القراءة للميزان غير صحيحة حيث اعطى ان الوزن يعادل نصف الوزن الحقيقي اي ان نسبة الخطأ 50% ولم يكن في الموقع فرقة صيانة في هذه الحالة ماذا يعمل ؟  
-هل يؤجل العمل حتى يتم اصلاح الميزان ( يعمل على الزميركات spring وساعة عليها مقدار الوزن)؟؟  
-هل يعمل معايرة للميزان بنفسه ؟  
-هل يسكت على ذلك ويصب وكان الامر غير موجود؟  
-هل يضاعف كمية الاسمنت ؟

ما يعمل في رأيكم ؟

**ماجدان**  
عضو متميز

يتم تأجيل العمل بالطبع حتى تتم الصيانة إذا سمح العمل بذلك واعتقد ان لا يفعل المعايير بنفسه إذ أنها تحتاج لمتخصص ذو خبره على ما اعتقد وبالطبع لا يسكت على ذلك ولا يتم زيادة كمية الأسمنت وذلك حسب خبرتي المتواضعة

**رزق حجاوي**  
إستشاري الهندسة المدنية

بخصوص الحلقة الثامنة من سلسلة مشاكل تنفيذية وحلول هندسة بخصوص الخطأ في قراءة الميزان ؟  
بعد التأكد من انا هناك خطأ في قراءة الميزان حيث يتم وضع اوزان معرفة الوزن سابقة وليكن في العادة في المشاريع اكياس الاسمنت حيث وزنها محدد ( 50 كغم / كيس = شكاره) حيث يتم وضع الاوزان التأكد منها من خلال عدد الاكياس والقراءة على ساعة الوزن حتى نصل الوزن الكلي للخلطة ( قدرة الخلاطة) واذا وجد خطأ كبير فهناك طريقة سهلة يمكن عملها في المشاريع البعيدة والتي يوجد صعوبة في احضار قسم الصيانة وذلك كما يلي  
1- يتم فك الغطاء الزجاجي عن ساعة القياس وكذلك عقرب المؤشر.  
2- يتم وضع كرتونه بيضاء دائرية بنفس قطر الساعة وثبيتها فوق لوحة القراءة.  
3- يتم تركيب عقرب المؤشر.  
4- في البداية يكون وعاء المواد (البوكيت) فارغ ومكان ما يشير مؤشر القاره يتم وضع اشارة على الكرتونه ورقم صفر.  
5- وضع 2 كيس اسمنت الى 100 كغم يتحرك المؤشر ونضع اشارة على الكرتونه في موقع المشر ونكتب 100 كغم.

6- نكرر الخطوة 5 ويكون المشر على 200 كغم  
وهكذا حتى نصل للوزن النهائي  
وللتأكد من صحة العمل بنقرغ الرعاء من اكياس الاسمنت ويجب ان يعود لتنفس القراءات

### مطلبك سليمان عضو فعال جداً

السلام عليكم  
كل الاحترام لرأي الاستاذ رزق --ولكن ما ذكرته لايفي بالغرض في كثير من الاحيان اذ ربما الخلل في الزمبرات  
وقد تعمل بشكل صحيح مرة او مرتين ولكن لايعول عليها اذ ربما بسبب تقادم الزمن وكثرة الاستعمال يجعل الاستطالة  
والعودة غير دقيقة واتفق تماماً مع الاستاذ سالدان

أبو الحلول

أبو الحلول

شكراً م. رزق، ولكنني أتعق مع م. مطلبك سليمان... إذ أنه على مستوى الميزان المنزلي العادي فإنه وعندما يفقد النابض  
مرونته شيئاً ما فإن وزن الشخص الواقف يختلف بين مرة وأخرى...

## اطرح المشكلة التالية

### رزق حجاوي

إستشاري الهندسة المدنية

سأعود في هذه المشاركة الى المنشآت المعدنية و اخطاء التنفيذ والتصميم بها  
في احد المشاريع للالعاب السياحة كان هناك صالة مغطاة بمنشأ معدني بنظام space truss وطلب المالك ان تيم تركيب  
لعبة الارجوحة على شكل سفينة حيث كان ارتفاع العمود الحامل ( الساري ) اعلى من السقف بحوالي 7 متر مما تطلب  
رفع السقف في هذه المنطقة للاعلى على شكل خيمة ( 8 بالغة العربية ) ام بقية السقف فكان مستوي وتم الرفع عند  
الاعمدة وتم تصميم كامل السقف slab على حمل الثلج بسماكة (30سم) ولكن الذي حدث عندما سقط الثلج (سماكة قريبة  
من 30سم) انهار السقف بالكامل ؟  
والان ما هي اسبب الانهيار في رأيكم ؟؟  
والى اللقاء بعد اسبوع

mohy\_y2003

إستشاري الهندسة المدنية

الاخ الفاضل المهندس رزق حجاوي / السلام عليكم ورحمة الله وبركاته  
بالنسبه للمشكلة المطروحه اعتقد ان سبب الانهيار هو تحمل الجزء المستوي من السقف لحمل ثلوج اكبر من سمك 30 سم  
. حيث ان الجزء المائل لا يسمح باستقرار الثلوج عليه مما ادي الي انزلاق هذه الثلوج الي الجزء المستوي وبالتالي فقد  
تم تحميل الجزء المستوي باحمال قد تصل الي ضعف الاحمال المصمم عليها للثلوج وبالتالي لا بد وان ينهار

### رزق حجاوي

إستشاري الهندسة المدنية

بخصوص المشاركة 9

اشكر للمهندس محي مشاركته وكما افدت بشكل مختصر السبب كما ذكرت فعند تصميم الاسطح على حمولة نعتمد ان  
الحمل موزع بانتظام على كامل السطح ولكن هذه الحالة ليس صحيحة في حالة وجود هرم في الوسط فان ذلك يؤدي الى  
تجميع الثلج بارتفاع اعلى من بقية السطح من جهة هبوط الثلج اما من الناحية المقابلة فلا يكون هناك ثلج وهنا تكون  
المشكلة ان الحمل اكبر من التصميمي ولذلك غير متوازن حيث مناطق لا يوجد عليها والمشكلة الثانية التي تحدث وتسبب  
الانهيار هي دوبان الثلج حيث يؤدي ذلك الى انزلاق كتلة الثلج على الهرم مما يولد حركة افقة تؤدي الى حدوث قوة افقية  
على سطح المنشأ المعدني مما يؤدي الى انهيار وقد حدثت هذه الحادثة فعلا في احدى مواسم الثلوج.

## اطرح المشكلة التالية

ابو العلياء

جديد

شوف ياسيدي مشروع عبارة عن مجمع للفلل بمنطقة ليس بها صرف وبعد فترة من تشغيل المشروع على الخزانات الارضية وجد ان ارتفاع منسوب المياه الارضية ارتفع بشكل ملحوظ لدرجة امتلاء غرف المحابس بالمياه والسؤال هل هذا ممكن يؤثر على اساسات المباني وثانيا كيف يمكن التحكم في مناسيب المياه الجوفية كيف يمكن معرفة اذا كان هناك تسريبات ف شبة التغذية بدون وقف المشروع لانه مؤجر بالكامل وهو حوالي 170 فيلا و30 عمارة راجو مناقشة موضوع المياه الجوفية وكيفية التعامل معها عند مناقشة الحل بشكل عام وازضافة حالات مختلفة من المشاكل مع المياه الجوفية وكيفية التعامل معها بشكل سليم

رزق حجاوي

إستشاري الهندسة المدنية

الاخ ابو العلياء اشكر لك مشاركتك واسف على التأخير بخصوص المشكلة التي ذكرتها قبل البدء بالتفكير في حل المشكلة يجب معرفة سبب هذه المشكلة وذلك من خلال  
1- هل كان عند تنفيذ المشروع مياه جوفية ؟  
2- نوع الابابيب في الشبكة المستخدمة  
3- هل تم فحص الشبكة بعد تمديدها ؟؟؟  
وللتأكد من ان التسريب يتم من الشبكة فيكون ذلك باستخدام الخزان نفسه بالحفص فمن خلال حديثك فهمت ان كميه التسرب كبيره وهذا عادة يكرن بسبب كسر بالخط وليس تسرب من الوصلات وعلى كل اذا كان هناك مخطط للشبكة فيمكن توضيح ذلك على المخطط ويكون سهلا والطريقة باختصار ان يتم فحص كل خط لوحدة وفي الليل فتره عدم استخدام المياه هناك اجهزة يمكنها تحديد اماكن التسرب حيث يتم فحص كامل الشبكة.  
واذا لم يكن هناك مشكله بالخطوط بعد التأكد منها فحل منسوب المياه الجوفيه يكون عمل بئر في اخفض منطقة قربه من غرفة المحابس ثم يتم تركيب مضخات سحب تعمل على 7/24 (24 ساعه ولكل ايام الاسبوع) حيث تبقي المنسوب منخفضا حسب المطلوب.  
ومشكله ارتفاع المياه الجوفيه يؤثر على الاساسات حسب نوعية التربه ومدى تأثر والمشكله الاخرى اذا استمر ارتفاع المياه الجوفيه ان تدخل المياه لغرفة المحابس مما يؤدي الى تلف لوحات التحكم control panel والمضخات pumps.  
اتمنى ان ترسل المزيد من المعلومات لتكون الاجابة اوضح وبممكن ان ترسل ذلك على العنوان الخاص rhijjawijo at hotttttmai

## اطرح المشكلة التالية

رزق حجاوي

إستشاري الهندسة المدنية

في سلسلة مشاكل تنفيذية وحلول هندسية نتعرف الان على مشكله جديد وطريقة حلها وهذه المشاركة متخصصة في المنشآت البحرية وطرق الصيانه حيث ان ظروف العمل صعبه وتحتاج الى معرفة باكثر من موضوع في الهندسة المدنية والبحرية والخرسانه المتخصصه.  
في احدى المشاريع طلب القيام بصيانة اسفل بلاط رصيف للميناء Jetty Deck slab وكانت سماكة = thickness 800mm وحديد تسليح على ثلاث طبقات علوية ووسطوسفليه وكان حديد التسليح السفلي 32 @ 100mm Dia في الاتجاهين وكانت الخرسانه لهذه البلاطه متآكله بشكل كامل من الاسفل بسبب الامواج ( عمق المياه تحت الرصيف بحود 20 م) حيث ان طبقة الحديد السفلية متآكله بنسبة كبيرة تصل الى 60% وظاهره.  
وكانت وثائق العطاء قد تم اعدادها قبل 5 سنوات من طرح العطاء وحين تم الدراسة كان التآكل في الخرسانه بشكل جزئي وطلب ان تتم اعمال لصيانة بطريقة الخرسانه المقذوفة shotcrete وان يتم استبدال الحديد التالف وازالة



الخرسانه المتضررة وكانت السماكة الكلية للخرسانه المقذوفة 200 ملم وقوة الكسر للخرسانه 40 نيوتن /مم2 (القوة المطلوبة للكور من core من الخرسانه المقذوفة).  
وبعد طرح العطاء والبدء بالعمل تم عمل مسح servey لكامل البلاطه لرصيف الميناء وتبين ان المطلوب اصلاح بلاطة الرصيف بالكامل وليس جزئيا كما هو في العطاء وتم عمل عينات للخرسانه المقذوفة على جدار خارجي وكانت ناحية ولكن عندما تم البدء بالعمل تحت الرصيف لاصلاح البلاطه كانت التجربه فاشلة 100% ولا تطابق الشروط التعاقدية من حيث

1- حدوث ظلال shadow خلف الحديد ( اي وجود فراغات وعدم وصول الخرسانه لاسفل الحديد).  
2- تساقط نسبة كبيره من الخرسانه وعدم قدرتها على التماسك.

وتم اعاده التجربه اكثر من مره الا انها فشلت

**والسؤال الان:** ما هو سبب هذا الفشل؟

- من الخرسانه وطريقة القذف

- من كثافة حديد التسليح الذي منع الخرسانه من الدخول

وإذا كانت طريقة الاصلاح بالخرسانه غير صحيحه فما هي الطريقة الافضل وكيف يمكن ان تتم؟؟

بخصوص الاصلاح بالمواد التي تحتوي مواد كيمياويه ( اوبوكسي ) او المواد الجاهزة فهي لا تصلح في مثل هذه الحالات لان الصلاح المطلوب اصلاح انشائي وليس تجميلي structural repair not cozmatic repair

mohy\_y2003

إستشاري الهندسة المدنية

الاخ الفاضل مهندس رزق / السلام عليكم ورحمة الله وبركاته  
اولا اتقدم لك بالشكر الجزيل علي الموضوعات الرائعه التي تتفضل بفتح نقاش حولها ونسال الله العلي القدير ان تعم الفائدة بها لجموع المهندسين وان يجعله في ميزان حسناتك ان شاء الله  
بخصوص المشاركه رقم 10 وبخصوص اسباب فشل ترميم البلاطه بالخرسانه المقذوفه فاعتقد ان هذا الفشل يرجع للأسباب الاتيه:

**اولا** استخدام الخرسانه المقذوفه في ترميم البلاطات من اسفل غير عملي ويؤدي الي زيادة نسبه الهالك في الخرسانه حتي لو تم استخدام مواد رابطه بين القديم والجديد من الخرسانه وخاصة ان سمك الجزؤ المراد عمله بالخرسانه المقذوفه حوالي 200 مم كما ذكرت وهذا يؤدي الي تكلفه عاليه جدا بسبب الهالك ( والخرسانه الساقطه لا يمكن الاستفادة منها لانك تعمل في رصيف بحري هذا اولا وثانيا لان المداخلات من المكونات لتلك الخرسانه في الماكينه يجب ان تكون جافه **ثانيا** شبكة الحديد كثيفه جدا مما يجعل المسافه الخالصه بين كل سيخين متجاورين اقل من 7 سم في الاتجاهين وهذا يجعل من الصعب دخول الخرسانه بين الاسياخ بنظام الخرسانه المقذوفه

**ثالثا** يجب عمل شبكه حديد جديده كامله واعاده تصميم القطاع علي انه 100 سم مثلا ومعرفه الحديد المطلوب لهذا القطاع الجديد ويجب توزيع اشاير من الحديد في البلاطه لتعليق الشبكه الجديده عليها او تثبيتها في دعامة تلك البلاطه لضمان ان القطاع الجديد يعمل كوحده واحده بعد انتهاء الترميم للبلاطه

**رابعا** الطريقه المثلي لعمل ترميم للبلاطه من اسفل هو الاستخدام اليدوي ( العنصر البشري ) بمعنى ان يتم ذلك عن طريق مبيضين ويتم تلييش البلاطه من اسفل بعد نظافه الحديد جيدا ودهانه بماده مانعه للصدء ودهان سطح الخرسانه بماده كيمياويه لاحمه بين الخرسانه القديمه والجديده ويتم عمل التلييش علي مراحل بمعنى ان يتم تلييش اول طبقه بسمك لا يزيد عن 4 سم مثلا يدويا مع ضمان ملئ الفراغات بين الحديد جيدا ثم تركه يوم او اثنين حتي يجف ثم دهانه بماده لاحمه بين القديم والجديد وعمل الطبقة الثانيه بنفس السمك وترك تلك الطبقة حتي تجف يوم او يومين وهكذا حتي يتم عمل الطبقة بالسمك المطلوب

وطبعا لابد من الاستعانه بالشركات المنتجه للمواد الكيماويه والايوكسيه ومواد توزيع الاشاير ..... الخ لتقديم عروض فنيه وماليه لمعرفة افضل المواد واقلها لتكلفه في انهاء تلك الاعمال

وعلي فكرة ان نفذت مشروع ترميم حوائط واسقف بدروم المتحف المصري بالقاهرة عام 2001 وكانت الاسقف خرسانيه واستخدمنا فيها الخرسانه المقذوفه وكانت مكلفه جدا واتجهنا بعد ذلك للترميم اليدوي اما الحوائط فكانت من المباني الحجرية وتلك لها قصه اخري في ترميمها حيث يتم استبدال الحجر التالف فقط.... **وشكرا اخي الفاضل**

**رزق حجاوي**

إستشاري الهندسة المدنية

الاخ محي اشرفك جدا!!!! من صميم قلبي للاهتمامك ومشاركتك الدائمة في هذا الموضوع وبخصوص ما ذكرته باسباب فشل الخرسانه المقذوفة صحيح

اما بخصوص الطريقة اليدوية فهي مع كل احترامي لك ليست عمليه للمنشآت البحريه حيث تتعرض لعوامل مياه البحر والأمواج وهس لا نقي باعطاء خرسانه 40 نيوتن/مم2

وتم حل المشكله بطريقة اعتقد افضل من ذلك

الاخ الفاضل المهندس رزق / السلام عليكم ورحمة الله  
بالنسبة للمنشآت البحرية فانا لم اتشرف بالعمل في هذا المجال فلا استطيع ان افتي في ما لا اعلم اما من جهة ان الخلطة  
اليديه لا تعطي خرسانه ذات اجهاد 40 نيطن / مم2 فلما لا اذا كانت الخلطة مصممه جيدا ويتم الخلط حسب التصميم  
والكميات ونسبة المياه ونسبة الاسمنت والخ بالاضافه الي المواد الكيماويه التي تعمل علي زيادة اجهاد الخرسانه  
وعموما انا في انتظار الحل الذي قمتم بتنفيذه واكيد ها نستفيد من تلك الخبرات..... وشكرا اخي الفاضل

### المهندس محمد زايد

عضو متميز

تحياتي لمهندس رزق على مجهودك الرائع في هذه المشاركات المفيدة وبعد ...  
اكيد انه لا خلاف على سبب فشل التجربة وهو كثافة حديد التسليح .  
لكن ارجو توضيح التالي:  
ما هي مساحة البلاطة ( الجزء المراد صيانتها ) . مع ايضاح لطريقة استنادها ، لاني حسب ما فهمت فهي مكشوفة من  
الاسفل للبحر ( الصورة ليست واضحة بالنسبة لي).  
وعلى ضوء الاجابة على هذا الاستفسار هل كان بالامكان عمل shuttering من الاسفل.

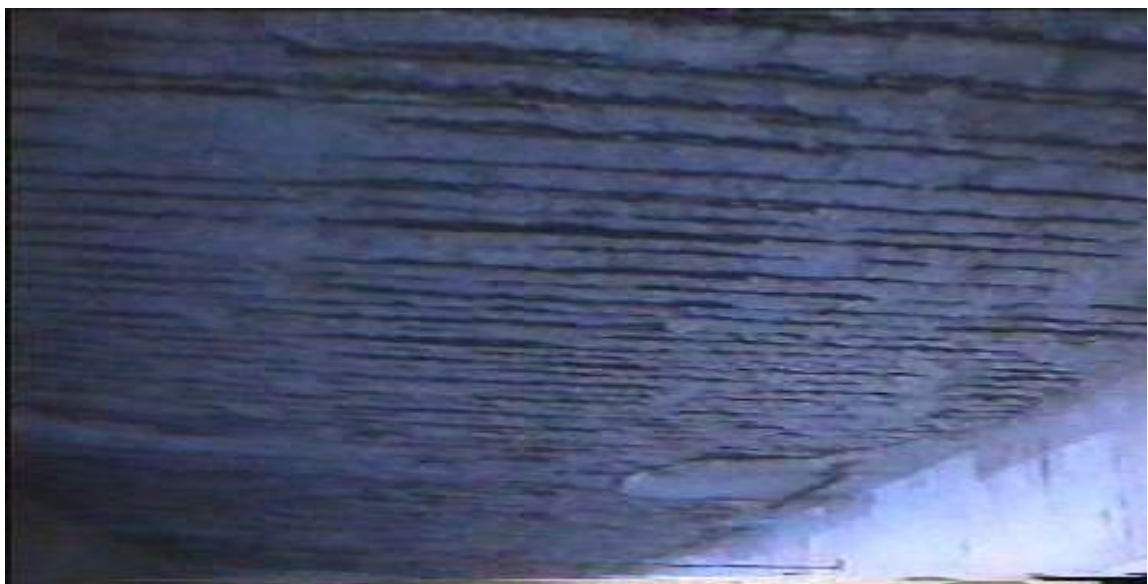
### رزق حجاوي

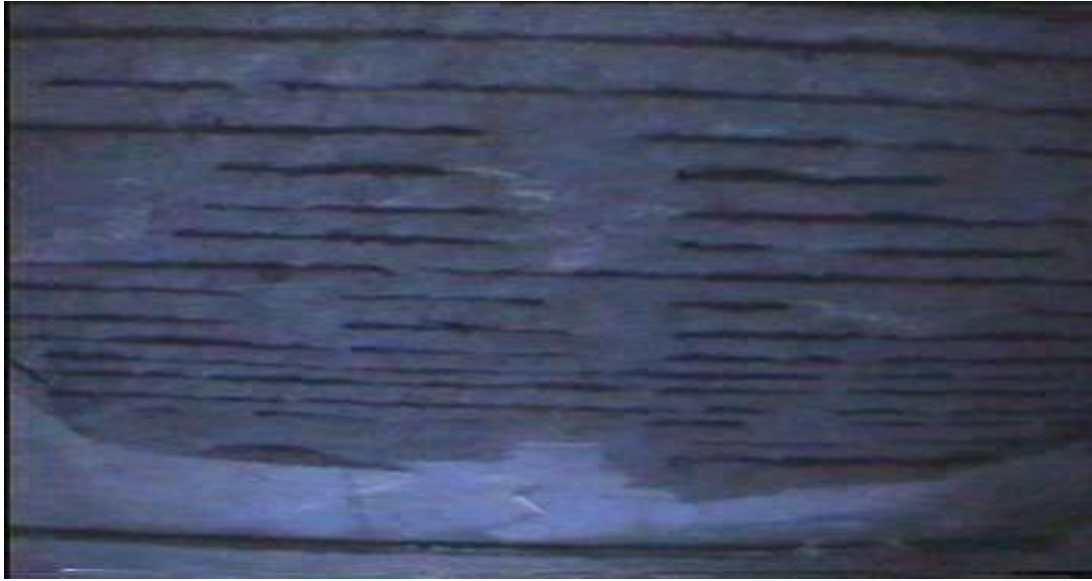
إستشاري الهندسة المدنية

اشكر للمهندس محي والمهندس محمد الاهتمام في هذا الموضوع  
بخصوص التآكل في الرصيف فقد كان على كامل مساحة الرصيف وعلى ما ذكر انه كان بابعاد 450\*70 متر وكانت  
بحيث كانت البلاطة باتجاه واحد بعرض حوالي 7.5 م 450x متر ومحملة على جسور مستمر وهذه الجسور محمولة  
على بالات معدنيه وكان عمق الماء تحت الرصيف بحدود 18 متر.  
وحقيقة كان التآكل كبير جدا في الاحديد والخرسانه من الاسفل حيث كان يمنع التخزين فوقها بسبب التآكل.  
وان شاء اله في اقرب فرصه اعرض بعض الصور لحالة الخرساه وحديد التسليح  
وبانتظار المشاركات بهذا الخصوص

الابعاد كانت 5.5 م \* 40,5 متر للبلاطة الواحده محمله على جسور طويله ولظن هناك فياصل تمدد (حسب الصور  
المرفقه) ويلاحظ مدى التآكل في الخرسانة وحديد التسليح







وكما تم ذكره سابقا فقد فشلت عملة shotcrete الخرسانه المقذوفة ( حسب الصور المرفقه)  
 في الصوره الاولى تبين تجربه التي كانت خارج منطقة العمل على الجدار ويلاحظ مدى التجانس والشكل النهائي  
 للخرسانه ومكان core sample العينات للخرسانه وكانت مطابقة للمواصفات.  
 اما الصور التاليه فتبين مدى عدم القابلية للعمل.  
 والسؤال كان للمشاركة ؟  
 اين كانت المشكله هل هو بسبب حديد التسليح الكثيف ؟  
 ام الخلطة للخرسانه ؟  
 ام طريقة العمل ؟  
 واذا كان لا يمكن العمل بهذه الطريقة Shotcretr فكيف يمكن اجراء هذه الصيانة ؟

**رزق حجاوي**  
استشاري الهندسة المدنية

يبدو ان ان موضوع المشاركة رقم 10 والخاصه بطريقة صيانة Slab Deck متخصصه جدااا وان شاء الله في اقرب فرصه سأقدم شرحا وافيا لهذا الموضوع بالصور والمخططات بشكل مبسط لتعم الفائدة على الجميع لما فيه من فائدة حيث ان اعمال صيانة الموائى في معظم مراحل اعداد المواصفات والمخططات والتنفيذ ما تتم عادة من قبل شركات اجنبية متخصصة وليس من السهل الحصول على مثل هذه الخبرات منهم

**المهندس محمد زايد**  
عضو متميز

حياتي م.رزق ، شو الاخبار وانشاء الله متوفق بملكك الجديد.

صحيح اخي فالموضوع متخصص جداً" واويديك في طرح الموضوع بشكل موسع وان امكن مع الصور والمخططات كما ذكرت سيكون رائع .

ففي مثل هذه الحالات تفكر في وضع حلول من ناتج خبراتنا العملية ولا عيب في قول ان هذه الحالة او مثيلاتها لم تكن من ضمن هذ الخبرات .

ولكن ما يثير الفضول هو ،،، الحس الهندسي ؟

وبصراحة اغلب هذه الحالات تحل بطريقة الخرسانة المقذوفة والتي ذكرت حضرتك انها لم تتجح للأسباب التي تم نقاشها في المشاركات السابقة.

كما وانه من الواضح ان هذا الحس خاننا هنا.

ففي كثير من الاحيان فكرت : مثلاً" بهيكل معدني من الجسور والصفائح ولكن..... لم انسى امر الكلفة الكبيرة ،،~

ثم فكرت بشدة خشبية من الاسفل بشكل شرائح طرفية مرتكزة على الجسور ومن ثم شرائح وسطية ،،،~

عملية الصب ... هل من الممكن عمل فتحات من الاعلى بغاية الصب ،،~

فسماكة السقف كبيرة مساحة الميناء شاسعة .....فالتعت الفكرة تماماً" وفورا."

والعمل بالطريقة البدوية ليس فعالاً" ولن بجدى نفعا .....



م.رزق بانتظار طررك للطريقة المتبعة لحل لمثل هذه الحالات.

### ماجدان عضو متميز

السلام عليكم الأساتذة الكبار جميعا  
هذه المرة لن أقول تبعا لخبرتي القليلة وإنما لعدم وجود خبره نهائيا بمواضيع شغل الموانى والمنشآت المائية الكبيره  
\* أرى أن كانت المشكله بسبب حديد التسليح فيمكن استخدام الخرسانه ذاتية الدمك وذلك لتفادى صغر القطاعات التى صنعتها كثافة حديد التسليح  
\* وإن كانت المشكله فى طريقة العمل فمن رأى أن الخرسانه المقذوفه هى أصلا أعدت لمثل هذه الترميمات والأعمال المائية والأنفاق .... إلخ فمن رأى هى أحسن أسلوب  
يمكن الجمع بين الخرسانه ذاتية الدمك والخرسانه المقذوفه باستخدام إضافات تحسين اللزوجه وذلك فى الخرسانه ذاتية الدمك للتغلب على كثافة الحديد واستخدام إضافات زيادة الشك فى الخرسانه المقذوفه للتغلب على ظروف الموقع  
ولضمان العمل بطريقة صحيحة وسليمة نأجحه يجب:

- 1- استخدام عماله ماهره جدا جدا.
- 2- تكون فوهة القاذف عموديه على السطح المقذوف ولا تتعدى ميل أكثر من زاويه قدرها 45 درجه.
- 3- ان تكون المسافه بين القاذف والسطح فى حدود 0.6 إلى 1.8 متر.
- 4- أفضل انا شخصيا طريقة الخلط على الجاف ودفع الخلطه بإستخدام ضغط الهواء خلال القاذف ثم إضافة الماء عند فوهة القاذف ويدفع الجميع إلى السطح.

### رزق حجاوي إستشاري الهندسة المدنية

اشكر للمهندس سالدان على هذه المشاركة والتفكير في الحل.  
وان شاء اتمكن غدا من طرح الذي تم وهو ان بدا معقد فسيجد الجميع انه حل سهل بالنسبة للحلول الاخرى.  
ويعتمد ذلك التفكير الهندسي للحل.  
وان شاء الله اضع ما لدي من صور خصوصا انني في السعودية ومعظم ما لدي في الاردن

#### السلام عليكم

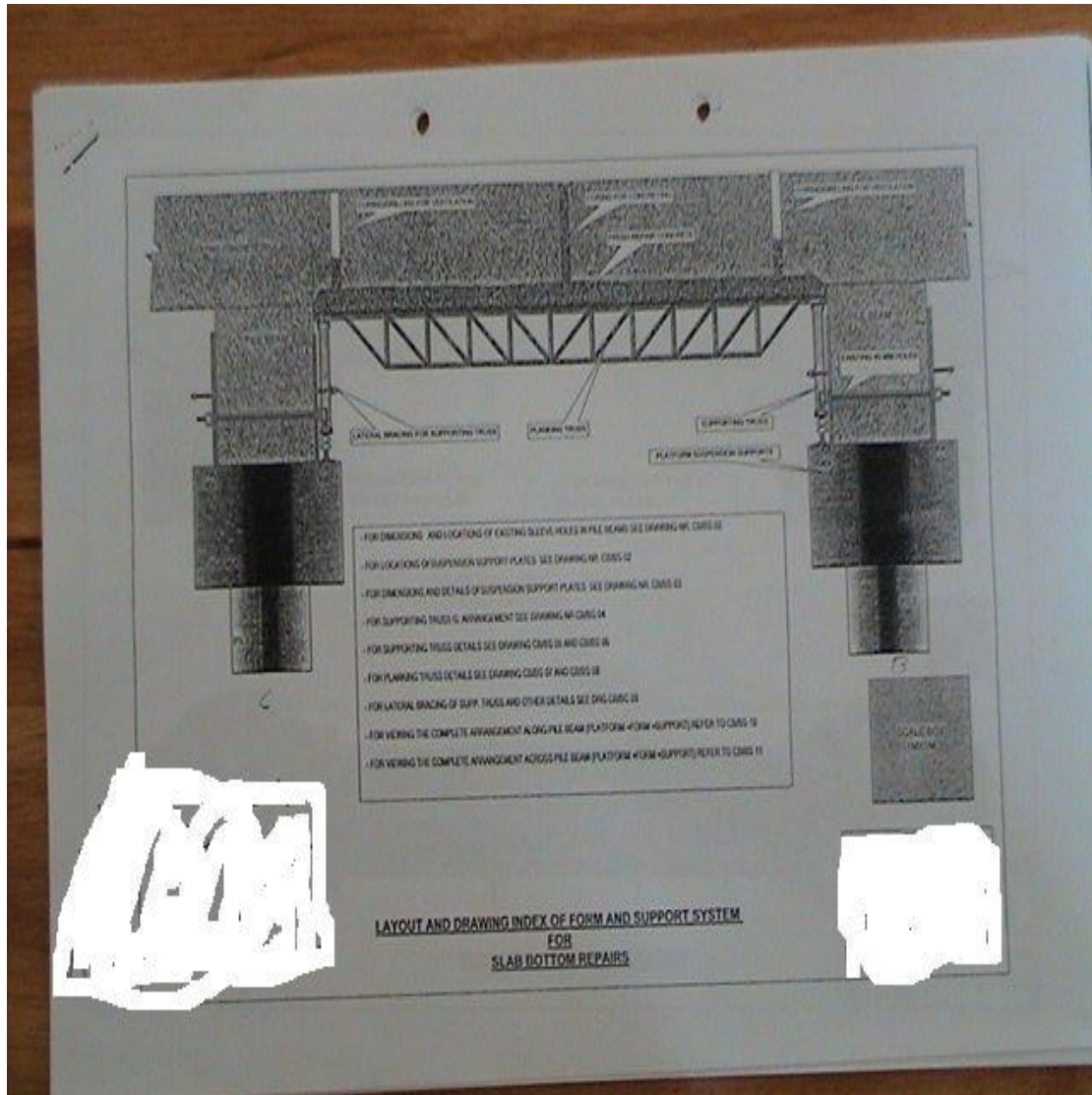
اعتذر لجميع الاخوة المهندسين المتابعين لهذا الموضوع للمشاركة رقم 10 وذلك بسبب عطل في الجهاز الذي عليه المعلومات وقد طلبت المساعدة لحل مشكلة network من الاخوة في المنتدى ذوي هذا الاختصاص حيث انني افقد الشبكة بعد اغلاق الجهاز واتمنى ان تحل المشكله في اقرب وقت واجد المساعدة من الاخوة في المنتديات الانترنت والشبكات والبرامج الهندسية المساعدة في ذلك  
**وشكرا للجميع**

#### السلام عليكم ورحمة الله

في البداية ابدى اعتذاري عن هذا التأخير واشكر جميع الاخوة المهندسين المتابعين والمهتمين بهذه السلسلة مشاكل تنفيذية وحلول هندسية وخص بالشكر هنا المهندس سالدان والمهندس محي والمهندس محمد زايد.  
بخصوص المشاركة العاشرة والتي كانت عن صيانة بلاطة الميناء من الاسفل Sofit deck Jetty  
فاعود بالمسألة قليلا للتوضيح وزيادة المعرفة والايضاح كانت الدراسة الميدانية للميناء قبل خمس سنوات تقريبا من بدء التنفيذ وكانت الدراسة حينها قد تمت من قبل شركة هندسية متخصصة في تصميم وصيانة الموانئ وقد اعطت الدراسة ان تصليح سيكون جزيئا ( من خلال المخططات التصميمية) واستخدام طريقة الخرسانه المقذوفة shotcrete واستبدال الحديد التالف وكذلك تكسير الخرسانة المتضررة لمسافة لا تقل عن 4-5 سم خلف الحديد.  
الا انه عند البدء بالتنفيذ تم عمل مسح لكامل بلاطة الرصيف Condition survey وكانت النتيجة ان نسبة عالية لا تقل 85% من مساحة الرصيف تحتاج الى صيانة ( الرصيف عبارة عن بلاطات باتجاه واحد كل بلاطة عبارة عن 5.6 م \* 5.4 متر وعدد الصفوف كان ستة ومناطق اكثر ومناطق اقل وكل 5.6 م كان هناك جسر ساقط محمول على steel pile كل 7.5 م )

ام تجربة الخرسانه المقذوفه ولكنها فشلت كما ذكرت وارسلت صور توضح ذلك ولاخذ القرار من اي كانت المشكله كان لا بد من الاستعانة بخبراء في مجال صيانة الموانئ والخرسانه المقذوفه ومن خلال الاتصال بأكثر من مرطب بحث علمي وشركات في كندا امريكا وسويسرا تأكد ان الخطأ ليس من الخرسانه او طريقة العمل ( بسبب ان الكادر لم يكن لديه اي خبرة مسبقة سوى ساعات العمل التجريبية وهي لا تزيد عن 15 ساعة) حيث اكد ان معظم اعمال التصليح التي تتم بالخرسانه المقذوفة تكون بمواد خاصة وليس خرسانه عادية كما هو مطلوب في العطاء . وللامانه اقول ان المكتب المصمم عندما تم ابلاغه بمساحة الاصلاح وحديد التسليح وكثافته ان هذه المعطيات لم تكن ايام الدراسة وتم في طلب

- الموافقة اعتماد طريقة اخرى للصيانة وهي موضوع البحث هنا.
- الطريقة بكل بساطة ان تيم التعامل مع صيانة البلاطة كبلطة جديد ليتم صيها وهي كالتالي
- 1- بعد تكسير الخرسانه وازالة الحديد المهترئ ( المتاكل) ووضع حديد جديد ومعالج.
  - 2- عمل مرابط Anchors مثبتة في سقف البلاطة ليتم حكل الطوبار عليها.
  - 3- عمل الطوبار بنظام المتحرك على عجلات ( حسب المرفق) والاستفادة من الجسور للبلاطة للتثبيت.
  - 4- وهذه النقطة الاهم عمل كورات من ظهر الرصيف لكامل سامة البلاطة 80 سم كل 2.5م وذلك لاستخدامها في التهوية والصوب.
  - 5- عمل خلطة خرسانية خاصة قوة 50 نيوتن \ مم2 بحيث تكون self compacted Fluid concrete
  - 6- كان يتم الصب من الاعلى باستخدام فتحة واحده فقط ويجب ان تخرج الخرسانه من باقي الفتحات وبالتالي يتم التأكد ان كامل الخرسانة قد وصلت لكامل الطوبار حسب الصور المرفقة
- كان يتم صب البلاطات بابعاد 5.6 \* 6 متر تقريبا.
- اتمنى ان اكون قد اوضحت طريقة عمل الصيانة وحل مشكله كانت صعبه ولكن الحمدلله تمت بنجاح
- والى اللقاء في المشاركة رقم 11
- وهي عن الجسور للطرق
- كع تحياتي للجميع









## المهندس محمد زايد

عضو متميز

تحياتي عزيزي المهندس .رزق /  
بالطبع المجهود الذي تبذله في هذه المشاركات لا يخفى على احد ولا نملك تجاهه سوى ان نقول ما شاء الله لا قوة الا بالله  
،،،، والله يعطيك الصحة العافية.  
طريقة جميلة وخلاقة وفيها افكار جديدة من الرائع التعرف عليها . وبلا شك ان الاحتكاك في متخصصين من دول متقدمة  
يضيف الكثير الكثير .  
م.رزق ، من خلال اطلاعي على المشكلة وقبل ان تضع حضرتك الحل ،،،،، شعرت بالاحباط نوعا" ما تجاه عدم  
ادراكي للحل،،،،،  
وكما ذكرت في المشاركة المقتبسة اعلاه ، ،، تسائلت  
اين الحس الهندسي لدي ، ولماذا خانني هذه المرة،،،،،  
ولكن ،، بعد وضعك المشاركة الاخيرة ،، تلاش شعوري بالاحباط وعادت ثقتي بحسي الهندسي،،  
فهل تؤيدني : في ان مشاركتي الاخيرة ،، جائت مقارنة بافكارها للحل الذي اتبع مع اختلاف في طريقة التنفيذ ؟!!؟  
والجديد في الحل والذي اعتبره اضافة هو استخدام قالب متحرك بالفعل اضافة جميلة للغاية.  
من الرائع التواجد مع زملاء امثالك عزيزي وهم ليس بالقليل في هذا الملتقى المميز  
مع تمنياتي لك بالتوفيق وبانتظار مشاركاتك الفعالة ،، وشكرا"

## ماجدان

عضو متميز

نعم عزيزي م. زايد  
اتذكر كويس ان حضرتك قولت هنصب عادي خالص وعمل فتحات من أعلى وسألت إذا كان هناك إمكانية عمل فتحات  
لصب الخرسانه من أعلى وأقترحت عمل الشده ... بالفعل  
مش قولتلكم بجد أنا سعيد بالتواجد مع أمثالكم والله  
بارك الله فيك م. محمد زايد  
وإلى لقاء آخر أنا وحضرتك مع م. رزق وحس هندسي آخر تكون فيه أو لنا للحل  
وعلى فكره فعلا المهندس رزق كبر الموضوع لدرجة أنه خلاني أتجه إلى الخرسانه الراتنجيه والمقذوفه وذاتية الدمك  
وكنت كمان ناوي أتناقش معاه في الخرسانه البلاستيكيه لأنها تستخدم في مثل هذه الترميمات  
وأوجه بالشكر للمهندس رزق بالفعل على هذا الموضوع والخيره والنقاش

## رزق حجاوي

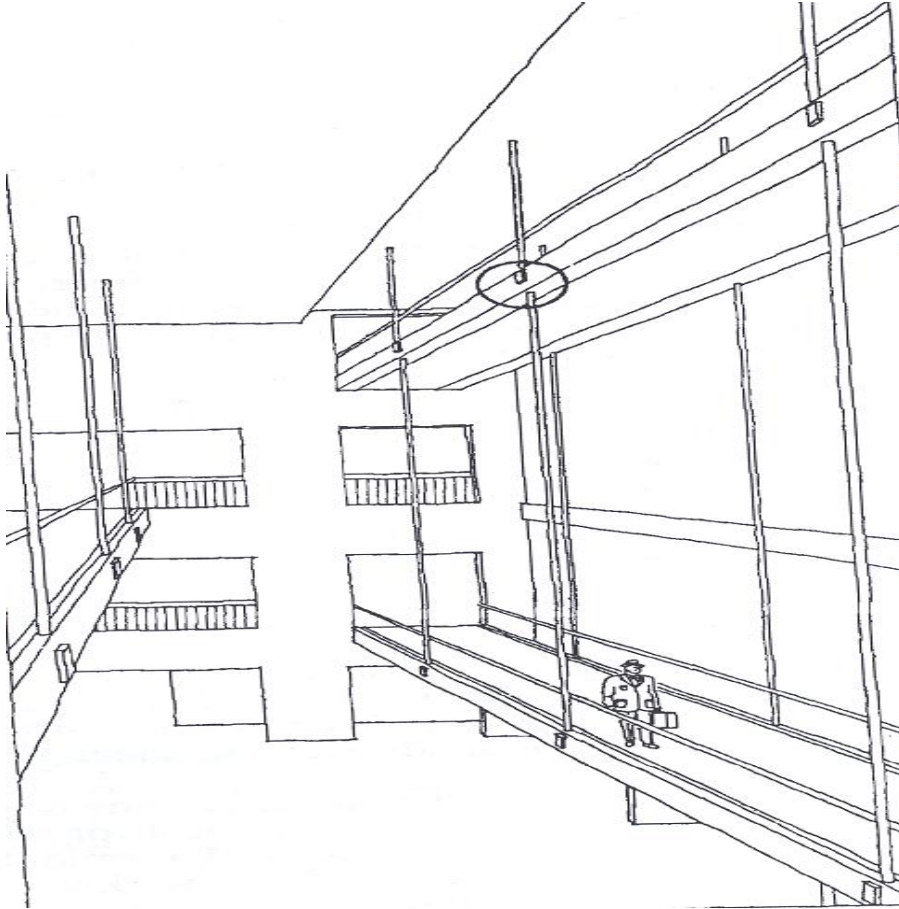
إستشاري الهندسة المدنية

شكر للمهندس محمد زايد والمهندس سالدان والتي تربطني من خلال المنتدى صداقة اعتز بها ولا ننسى انكما لكما  
المشاركات القيمة في هذا المنتدى وانا من المتابعين لها ولما اجد الفرصه في المشاركة اشارك بها.  
نعم كما قلتما كانت لديكما الفكرة ولكن نبلورها مع الواقع وتحويل الفكرة الى عمل كانت هنا المشكلة.  
اتمنى ان يكون الشرح كان وافيا ومفهوم لان هذا المشروع له حوالي عشرة سنين وان تكون الصور والمخطط اوضح  
الفكرة .  
وعلى فكره كل الحلول التي ذكرتها كانت في مرحلة الدراسة حيث تم وضع جميع الاقتراحات والحلول واختيار الافضل  
منها والمناسب من الناحية العملية والتنفيذية . وكان الحل الذي ذكرته هو الحل الامثل وهو ليس جهد شخصي وانما  
جماعي . لان الحلول الهندسية لا تكون فردية ومن الممكن ان يكون الفكرة فردية ولكن بلورتها وتحويلها الى عملية  
تحتاج الى جهد جماعي.  
وللعلم الذي قام باعمال الصيانة شركة محلية اردنية وليست اجنبية كما يظن.  
ومثل هذا النوع يسمى صيانة انشائية Structural Repair وليست صيانة مؤقتة (تجميلية Cosmetic Repair)  
والتي تكون عاده مؤقتة.  
وان شاء الله في المرة القادمة ستكون من نوع اخر في مجال الجسور الانشائية للطرق

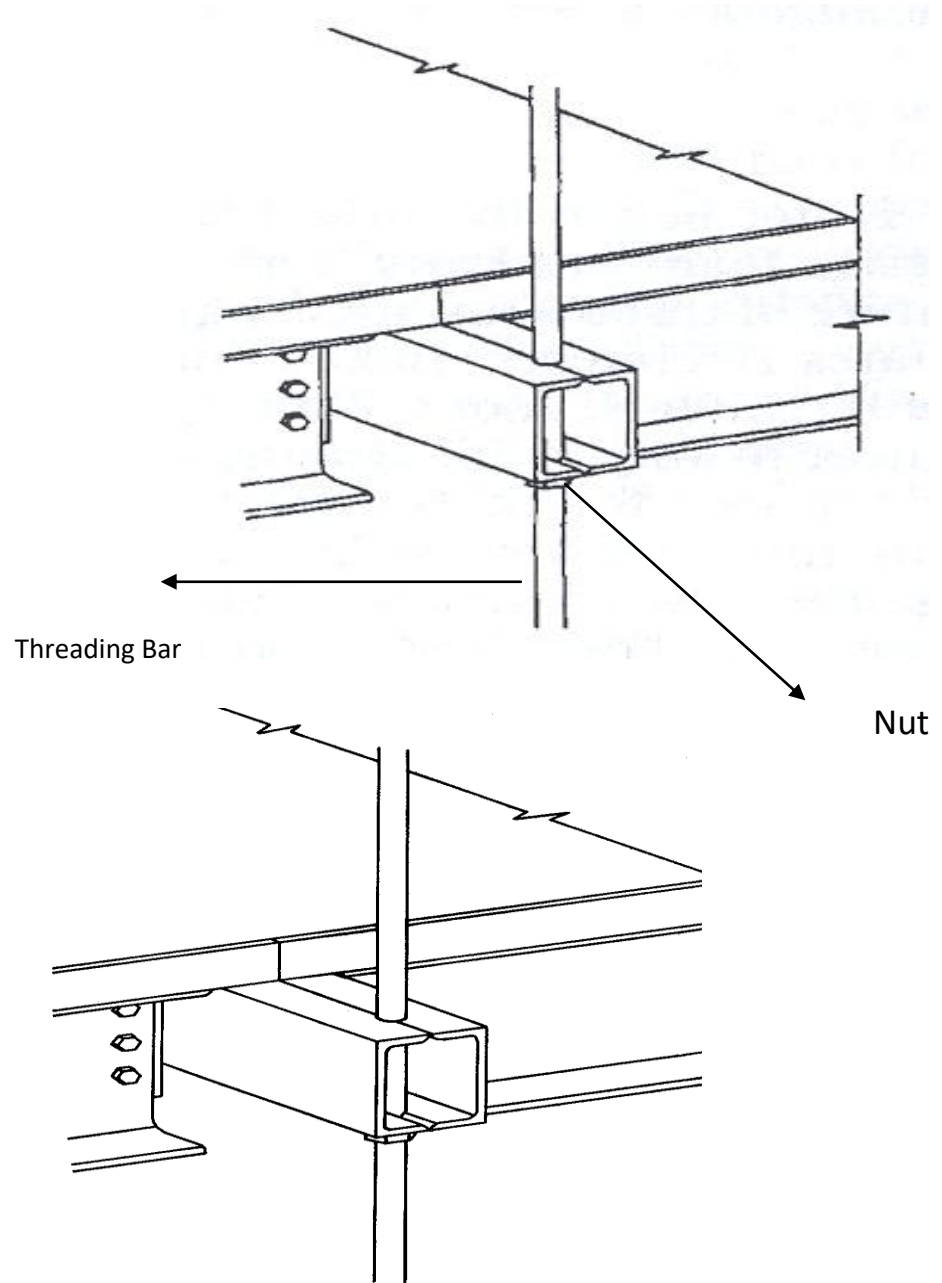
## اطرح المشكلة التالية

**رزق حجاوي**  
إستشاري الهندسة المدنية

- من سلسلة " مشاكل تنفيذية وحلول هندسية" اقدم المشاركة رقم 11 وهي تتعلق حقيقة بخطأ مركب تصميمي تنفيذي اشراف في وقت واحد.
- في احد الفنادق طلب ان يتم تصميم ممر Cat Walk بين طوابق في المبنى لهنيين متقابلين حسب الشكل المرفق مع العلم بأن القاعه الارضي loopy مخصصة للاحتفالات.
- قام المصمم بتصميم الممر بطريق تعليق الممر على قضبان (على شكل برغي) (Bolt) بحيث يتم التثبيت بالسقف ومنه ينزل قضبان مسننه وذلك لتعليق للممرين العلوي والسفلي حسب التفصيله المرفقه رقم1
- ولكن عند التنفيذ وجد المقاول ان لتعليق الممر العلوي يحتاج الى تسنين threading all the bar from bigging to level of upper bass والقضيب من البداية حتى منسوب الممر العلوي وذلك ليتمكن من ادخال Nut الى مكانها فقام بتقديم تفصيله معدلة للمهندس المشرف الذي اعطى عليها موافقة دون الرجوع للمهندس المصمم؟
- والاسئلة الان
- 1- ما هي الاحمال التي يجب ان يأخذها المصمم بعين الاعتبار بخصوص الممرات المعلقة Cat Walk ؟
  - 2- هل التفصيله التي طرحها المصمم عمليه كان يمكن تنفيذها ؟
  - 3- هل الاقتراح الذي قام بها المقاول والمكتب المشرف بالموافقة عليه صحيحا ؟ نتفق جميعا انه كان يجب اخذ موافقة المصمم ولكن هل التفصيله بذاتها صحيحة ام لا ؟

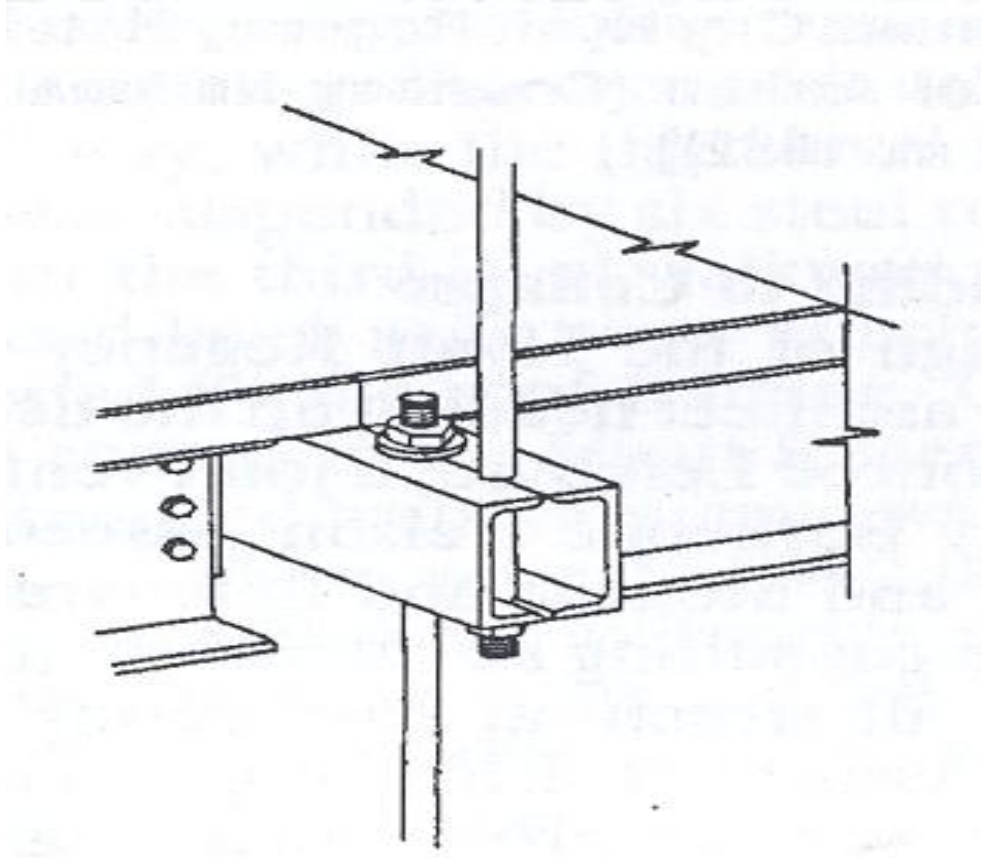
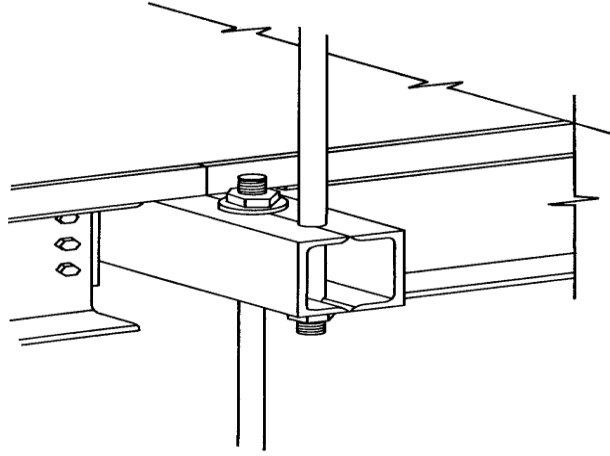


ممر بين الطوابق Cat Walk



التفصالية التصميمية

لتحميل الممر العلوي ( لا حظ ان القضيب مستمر للأسفل ليحمل الممر السفلي)



التفصيلة المعدلة من قبل المقاول للوصلة التصميمية ( وذلك لتلافي تسنين كامل القضيب من الممر السلفي وحتى العلوي)  
حيث ان هذه التفصيلة يكفي فيها تسنين نهايات القضيب

**المهندس محمد زايد**  
عضو متميز

تحياتي م.رزق

لكن بشكل سريع اتوقع الاتي:  
- الحمولات : الوزن الذاتي ، الحمولات الحية ، ، واعتقد وبما ان الصالة الارضية للاحتفالات هذا سيؤثر على الممرات



بسبب الاهتزازات التي تسببها مثل هذه القاعة والتي ستؤثر على العقد في الممر المعدني.  
- التفصيلة التصميمية : برابي كان الاصح للجوء الى الجمالونات trusses فهو في الوضع الراهن اعتمد كليا" على العقدة للبراغي مع السقف لحمل الممرين ، مما يجعل من التصميم ركيزي.  
- المقترح :تسنين القضبان يضعفها ويؤدي الى خلل خطير في تحمل الاوزان التصميمية المفترضة لها.

**azeez3500**

عضو فعال

الاحمال هي حمل ميت وحمل حي وحمل ديناميكي  
اما بالنسبة للتفصيلة فانا افضل عمل 2 من Nut + وردة (وشره)

**aalmasri**

عضو تحرير المجلة

مرحبا م.رزق  
سأشارك برأيي المتواضع بما اعلمه ان شاء الله  
قبل كل شي، لم اجد اقتراح المقاول في المشاركة، فقط وجدت التفصيلة الاصلية...  
بالنسبة للحمولات، فالقضبان بالشكل الحالي ستتحمل الممرين العلوي والسفلي (الوزن الذاتي + الحمولات الحية على شكل حمل ميت كما لو كان الممرين ممثلين بالبشر، والتي غالبا ما تكون هي الاحمال الحرجة مقارنة بالاحمال الناتجة من خطوط التأثير) . كما يجب اخذ اهتزازات الممرين بعين الاعتبار، فنحن لا نريد ممرات تتأرجح يمينا وشمالا، مما يعطي احساسا بعدم الامان للسائر عليها، رغم انها قد تكون امنة انشائيا. وهناك برامج لحساب مثل هذه الاهتزازات على البلاطات اعتقد انه يمكن استخدامها للممرات مع تعديل بعض المدخلات.  
بالنسبة للتفصيلة التي طرحها المصمم، فهي غير عملية وغير اقتصادية. التفصيلة غير عملية (كما ذكر المقاول) لان تسنين القضيب يجب ان يكون من طرفه حتى تدخل به الصامولة. اما كونها غير اقتصادية، فلأن القضيب يحمل في نصفه الاعلى حمل ممرين، بينما يحمل الممر الاسفل فقط في نصفه الاسفل. الحل العملي والاقتصادي والامثل في مثل هذه الحالة هو استخدام قضيبين، الاول يحمل حمل الممرين ويعلق من السقف حتى الممر العلوي، والآخر يحمل الممر السفلي ويعلق من الممر العلوي الى الممر السفلي، ويكون اصغر مقطعا من القضيب العلوي. وبهذا ايضا يسهل تسنين القضبان وادخال الصواميل بها. ينبغي الانتباه عند استخدام الخيار الاخير (قضيبين بدلا من قضيب مستمر) الى تولد بعض العزوم التي يجب ان تاخذ بعين الاعتبار على المفصل الرابط بين القضيبين كونهما ليسا على نفس الامتداد اخي المهندس محمد زايد اقترح استخدام الجمولونات، لكن اعتقد انها لن تكون اقتصادية. شخصا اؤيد استخدام القضبان لكن باستخدام التفصيلة المناسبة..... والله اعلم

**ماجدان**

عضو متميز

السلام عليكم  
أستاذي ما شاء الله على حضرتك وعلى الإخوة المشاركين في هذا الباب  
الباب واسع النطاق يحتاج لخبرات استشاريين اعمال ضخمة وأجد دائما خبرتي ضعيفة أما المشكلات المطروحة وامام خبرات الأخوة الزملاء والأستاذة الكبار في هذا الباب أمثال حضرتك وم. محي وم. محمد زايد.  
بالنسبة للممرات المعلقة والكومبوزيت سيكشن تحتاج خبره ودرايه بتنفيذها مسبقا للنقاش ولكن من معلوماتي البسيطة وخبرتي الضئيلة في هذا الموضوع  
يمكنني القول :  
\* فعلا الطريقة المعلقة هي أفضل الطرق المستخدمة على عكس الجامالون كما ذكر م. محمد زايد إذ تكلفه وتعقيد لا داعي له في ممر بسيط داخل فندق  
\* بالنسبة لمخططات التصميم صحيحه إذا كان المصمم أخذ معامل البري " الخرط بواسطة مخرطه لتركيب الصاموله " إذا كان هذا هو المقصود بالتسنين على حد فهمي لللفظ وذلك للتصميم على قدرة تحمل القضيب ومقاومته للأحمال المصمم عليها  
فمن المعلوم أنه عن التصميم وخرط القضبي يأخذ معامل = 0.8 في معادلات التصميم وذلك عند الأطراف

\*بالنسبة للأحمال - لمعرفة التحميل يجب دراسة مسار الحمل والتصميم للقطاعات بالتتابع وليس تصميم كل قطاع على حدى  
أى أنه إذا تحمل القضيب قوى محوريه شد فإنه يعمل كهنجر شاييل شد ناتج تحمله لأحمال الممر السفلي والعلوي والذي يأخذ بدوره تلك الاحمال وينقلها للبلاطه أعلاه أو الكرمر حسب الجملة الإنشائية  
إنن فإن القضيب ينقل حمل الممر السفلي أخذ معه حمل الممر العلوي وينقل جملة الأحمال إلى الأعلى



فالأحمال الحيه هي أحمال الحيه وفقا لأكواد التحميل المستخدمه بالإضافة إلى قو الأهتزازات الديناميكيه وفقا للتحميل الديناميكى للأحمال الناتجه من الحركة على الممر.

\* بالنسبه لتفصيله المقاول تمشى إذا أخذ في الاعتبار المسافه المسموح بها بين المسامير والتي تبقى على مساحة المقطع آمن وايضا مراعاة العزوم المتولده لعدم مركزية القطبان مع بعضها

ومع المقاول فإن مسار الأحمال يبدأ من الممر السفلى وينقله القضيب بشد إلى القطاع وهو الممر الأعلى ثم يأتي دور القضيب العلوى منفصل لنقل جملة الأحمال مجمعه من الممر الثانى لإستكمال مسار الحمل هذا مالدى بتواضع ضعيف جدا لضعف الخبرة فى تنفيذ مثل هذه الأعمال

### رزق حجاوي

إستشاري الهندسة المدنية

السلام عليكم

اشكر لجميع حسن المتابعة والمشاركة وحقيقة في بداية المشاركة احب ان اوضح انني قد نسيت ان ابين ان المشروع الذي نبحت في هذه المشكله هو فندق حياة رجنسي من امريكا عام 1981 حيث توضح الدراسة ان الاخطاء لا تحصل فقط في الدول العربية وانما الاخطاء تحصل في اي مكان.

وللفائدة من هذا الموضوع طرحته للمناقشة والمشاركة وان شاء الله الاسبوع القادم سأضع الدراسة ووجهة نظري بخصوص هذه المشكله التي ادت الى خلل كبير في التصميم الانشائي. مع تحياتي للجميع

### رزق حجاوي

إستشاري الهندسة المدنية

اشكر للمهندس سرالندان المشاكة واسف لعدم التعليق على المشاركة ليس لانها ضعيفة او لا تستحق فانت ما شاء الله لديك الخبرة ولكن اجلت التعليق عليها لحين الحصول المزيد على المشاركات وانت تعرف مدى الاحترام الذي اكنه لك.

بخصوص الاحمال فهي كما ذكرت تكون حسب الكود مع الاخذ بعين الاعتبار الاحمال الاهزازت ولكن اي اهتزازات. قد يتبادر للذهن ان الاحمال تكون حسب الاحمال الوارده في الكود وهي 400 كغم/م<sup>2</sup> وهذا صحيح في الاحوال العادية ولكن كما تم ذكره فان المبنى فندق وان القاعه في الطابق السفلي loopy تستخدم كقاعة احتفالات والذي يحصل عادة في الاماكن العامة وخصوصا الممرات والشرفات انها تستخدم ايضا في الاختلات وخاصة عندما تكون مظلة على قاعة الاحتفالات ولذلك يجب حساب الحمل الحي على الممر على اساس الاحمال في قاعة الديسكو حيث يتم اخذ الاحمال الديناميكية بعين الاعتبار.

اما بخصوص القضيب وتسنيته فيم اخذ ذلك بعين الاعتبار عند حساب الاحمال حيث تؤخذ المساحة الصافية. ولتقريب الحل في المشكله التركيز على التغيير في الوصلة فهي كانت من الاسباب الرئيسية للانهيال ؟؟؟؟؟.

فالاطلاع اكثر على التفصيله للتحميل بين الحل المقدم من قبل المصمم والاقتراح من قبل المقابل ؟؟؟

وان شاء الله ساشرح بالتفصيل هذه النقطة والحسابات الانشائية الخاصة بذلك والحل الهندسي لمشكلة تسنين القضيب بدلا من حل المقاول المقترح.

### المهندس محمد زايد

عضو متميز

تحياتي م. رزق ،،،

وكانني في تحدي دائم مع المشاكل التي تطرحها ،، لا ادري ما السبب هل هو رفض فكرة " لا اعلم " ام فضول العلم،، ولكن وعلى اية حال وبعدما امعنت النظر في الصور المرفقة .... ومع اني لست ذو خبرة كبيرة في المنشآت المعدنية ،، وعليه سادلو بدلوي ... لعل وعسى ...

#### المقترح المقدم من المقاول:-

هنا تكمن المشكلة : فقد قام بتغيير كلي لالية نقل الاحمال.

فبدلا" من ان يكون القضيب الرئيسي المحمل على السقف العلوي (الرووف)،، متحمل للممر الاول (العلوي ) والممر السفلى بشكل مستمر مروراً" بالجرس المعدني في الممر العلوي ...

اوقف هذا القضيب في الجسر المعدني للممر العلوي .... ومن ثم تم تركيب قضيب آخر في نقطة مختلفة في الجسر بطريقة ربطه بال ( Nut مجاور للقضيب الساقط من السقف ) ليتحمل احمال الممر السفلي... وينقلها بدوره الى الجسر المعدني الذي سينقلها الى القضيب الاساسي المربوط بالسقف..

وباعتقادي هنا يكمن سبب الانهيال وهو : ان الجسر المعدني المحمل عليه الممر العلوي ،، صمم فقط لاحمال الممر

العلوي،،،

ولكن في هذا التعديل ،، أصبح متحمل للدور العلوي والدور السفلي معا" ،،، مما سيتسبب بالتأكيد لانتهاء الممر العلوي.  
المفترض : وكان المفترض الرجوع للمصمم لدراسة إحدى الحالتين :

1- لنفس المقترح والتأكد من امكاني الجسر المعدني وطريقة تثبيته بالقضيب من تحمل اوزان الممر السفلي بشكل اضافي .. او

2- في حال تسنين القضيب الرئيسي لكامل طوله ،، والتأكد من ان قطر القضيب المسنن قد اخذ بعين الاعتبار في التصميم.

هذا ما لدي وقد افرغت ما بجعبتي ،،، والحل ،،، عند صاحب الحل ،،  
وتقبل فائق احترامي عزيزي المهندس رزق والاخوة المشاركين ،، بانتظار الردود

## ماجدان

عضو متميز

- مهندس رزق شكر جدا على التواصل والتقدير الذي هو بمثابة شهادة اعتر بها  
شكرا على الكلمات الرقيقة والمجامله الفواحه من سيادتكم  
- فعلا تم ذكر الاهتزازات الناتجة من الحركة في اللوبي في مشاركة المهندس محمد زايد ولكن حضرتك لم تشير إليها  
وكان ذكرت أنها ليست غرفة ألعاب رياضية  
ولذلك لم أكرر كلام المهندس محمد زايد وأتجهت بالنقاش للاهتزازات التي يسببها الحمل ناتج التحميل الديناميكي حيث أننا  
نتحدث عن قطاعات معلقه عليها احمال حيه متحركه  
- اعتقد أن الاهتزازات المنقوله من قاعة اللوبي تكون ضعيفه إذا تم تصميم القطاعات الأساسية على مقاومتها وطبعا ده  
بيعتمد على حجم الصاله وكيفية استخدامها  
نحن في انتظار مهندس رزق وحقيقه بارك الله فيك وانا فعلا أعلم ما تكنه لى من محبه وتقدير وشكرا على التواصل

## رزق حجاوي

إستشاري الهندسة المدنية

في البداية اشكر للمهندسين محمد وسالمان على التواصل لسبب من الاسباب التي ادت للانتهاء.  
فالذي حدث ان بتاريخ 17-7-1981 قامة ادارة الفندق بعمل حفل الافتتاح وكان الاحتفال باقامة قاعة للرقص في بهو  
الفندق ( المدخل الرئيسي )= Loopy واثناء تواجد المشاركين في قاعة الاحتفال كان هناك حضور فوق الممرات  
يستخدمون الممرات للرقص ( وهذا ما لم يؤخذ بعين الاعتبار في مرحلة التصميم) حيث ان المعظم يصممه على اساس  
ممر وليس قاعة للرقص حيث تصمم قاعة الرقص على احمال حية ويضاف لها حمل الحركة & Imposed load  
Live load والذي حدث ان احد الممرين انهار فيه الممر العلوي على السلفي مما ادى الى مقتل 140 وجرح عدد كبير  
( سأقوم بوضع الصور للانتهاء).

والاسئلة الان

1- هل كان عدم اخذ الاحمال بعين الاعتبار هو السبب ؟ واذا كان كذلك فلماذا انهار ممر واحد ولم ينهار الممر الثاني.  
مع العلم بأن الاحمال حسب الكود تكون للمرات مع الاخذ بعين الاعتبار تأثير الحركة ام ان ادارة الفندق تتحمل المسؤولية  
لسماحها باستخدام الممرات كقاعة رقص؟؟ وهذا بالتأكيد لم يؤخذ بعين الاعتبار في مرحلة التصميم؟.

2- هل كان السبب تعديل التفصيله لتحميل الممرات حيث ان التفصيله المقدمة من قبل المصمم تحتاج الى تسنين  
Threaded Rod للقضيب Rod مسافة 30 قدم ( بحدود 10 متر ) وذلك ليتمكن من ادخال Nut للممر العلوي وهي مكلفة  
وصعبة التنفيذ وغير عملية ؟

هل الاقتراح المقدم من قبل المقاول كان السبب وما هو التغيير الذي حصل في هذه التفصيله ؟

3- ما هو براك الاقتراحات الممكن ان تستخدمها بدل من تفصيله المصمم والمقاول ؟

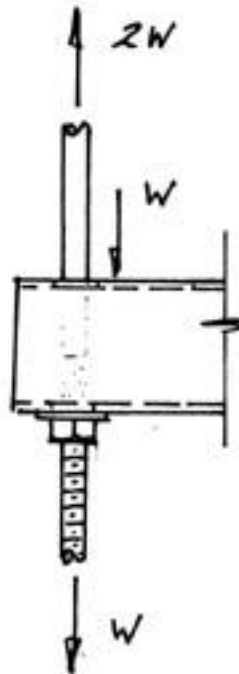
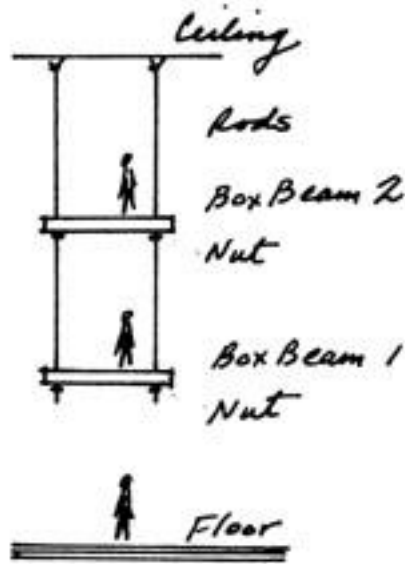
والى المويد من المشاركة والمتابعة

ملاحظة تم شرح المشكلة بشكل متسلسل لتوضيح ام ان الاخطاء في مرحلة التصميم ومن ثم مرحلة التنفيذ تمر على  
المهندسين بدون انتباه والكل يبدأ بالتخلي

ل الهندسي المنأقى بعد حدوث المشكلة حيث تصبح من السهل تحديد الاسباب؟

وللحديث بقية في تحليل اسباب الانهيار عدا الاحمال والتفصيله الجديدة ؟ من وجهة نظري





### حالة التصميم والتفصيلة المقدمة من المصمم

**المهندس محمد زايد**  
عضو متميز

تحياتي اخي المهندس رزق ،، وعزيزي المهندس احمد ( سالدان)  
عدم اخذ الاحمال الحية ساعد على انهيار الممر العلوي ولكن ...  
- الشرح الذي قمت به في المشاركة السابقة لي ،، وضحت فيها ان التفصيلة المقدمة من قبل المقاول عملت ان يتحمل  
الممر العلوي ... وزن الممر السفلي ايضا ..... "  
وعندما زادت الاحمال الحية على الممرين سوية ،،، اصبح الممر العلوي عليه احمال حية غير متوقعة بالاضافة الى  
وزن الممر السفلي عليه ،،، وهذا ادى الى انهياره.  
اما الممر السفلي لماذا لم ينهار ،، فتوقعي ،، لان فرق الاحمال الحية الاضافي عليه ،،، فديعوضه عامل الامان safty  
factor  
اما للممر العلوي فهذا لم يجدي نفعا" لان الاحمال الاضافية عليه ( الحية + وزن الممر السفلي ) اكبر من ان يحميه عامل  
الامان.

## رزق حجاوي

### إستشاري الهندسة المدنية

اشكر لكل المتابعين لهذه المشاركة فكما افاد المهندس محمد زيادة الاحمال على جسر الممر العلوي بحيث اصبح يحمل حمل الممر العلوي والسفلي معا نتيجة تغيير التفصيلة.

مما ادى ذلك الى انهيار الممر العلوي فوق السلفي ومن ثم انهيارهما معا فالمرر السفلي معلق بالعلوي. واذا لاحظت في الصور التي بعثتها للانهيار كان الممر المستقل على يسار الصورة كما هو حيث استطاع حمل الاحمال الزائدة.

وان شاء الله المرة القادمة اشرح بالتفصيل الية الانهيار الذي حدث ولماذا حدثت وفي اي جزء بدأ الانهيار هل بدأ بالجسر ام بالصامولة Nut الحاملة للجسر العلوي ولماذا كان الانهيار ؟

ساقدم التفصيلة المعدلة التي كان ممكن الاتسبب الانهيار وتحل مشكلة تسنين الرود threaded rod جيث كان يتطلب لتثبيت nut للممر العلوي عمل تسنين بمقدار 30 قدم.

وللعم فقد تم اجراء العديد من المحاضرات والبحوث في النقابات الهندسية والجامعات لهذه المسالة وكل ابدى الاسباب بطريقة والاقتراح لحل مثل هذه المشكلة

مع تحياتي للجميع

وقريبا ان شاء الله اقدم الشرح الوافي لالية الانهيار

## ماجدان

عضو متميز

1- لم يكن عدم أخذ الاحمال هو السبب لأنه عند التصميم يصمم القطاع بما هو يستخدم من أجله وإلا فما فائدة أكواد الأحمال وحالات التحميل التي تختلف حسب نوع المنشأ والغرض من استخدامه

### واما لماذا العلوي ؟

فهو كما أوضحت بالمشاركه السابقه لكيفية نقل الحمل في حالة تنفيذ تفصيلة المهندس المصمم وفي حالة تنفيذ تفصيلة المقاول والاخيريه فيها يتحمل العلوي أحماله واحمال الممر السفلي حيث أن القضيب يعمل منفصلا تماما عن القضيب الذي تحته فلذلك لم يتحمل الممر العلوي الأحمال الذائده من الوزن الحى لعميل الفندق بالإضافة إلى قيمة وزن الممر السفلي الزائده بالفعل ناتج عدم التصميم عليها في حالة تنفيذ تفصيلة المصمم أما السفلي فإما ان الأحمال لم تكن زائده بقدر الإنهيار او أنها تحت حماية الفاكتر أفسيفتي \*من الآخر

كان المفروض على البروفسير المقاول لما يحب يتفذلك ( يعمل فاهم ) كان اعاد تحميل الممر العلوي وتغير القطاع وتسليحه

### وده الفرق بين المقاول والمهندس

وطبعا الاداره تتحمل المسويله مع من وافق على التنفيذ ( مهندس الموقع التنفيذي ) أو أستشارى الموقع فالأخير سمح بحدوث الخطأ والاول من فعل الخطأ والإثنان يسألا قانونيا ودينيا

2- يشمل الرد في (1) على النقطه (2)

3- عدم تنفيذ مثل هذه المشاريع يمنع الإقتراحات ..... ولكن تبعا للحس الهندسى " كما اشار م.زاييد"

أ - إن فرضنا أن القضيب الأستيل يكون مثبت من طرف وحر من طرف آخر بحيث يكون مثبت من الأعلى وحر من الأسفل فيتم وضع الصاموله التي تربط أعلى القضيب بالسقف ثم يتم إدخال القطاع الأستيل للممر العلوي وبعده الصاموله التي تربطه ثم الممر السفلي وصمولته بحيث تكون الصواميل حرة الحركة على طول القضيب وتمسك في نهايته بطريقة القلاووظ

أو

ب - يتم استخدام القضبان المركبه اى قضبان تركب داخل بعضها لزيادة طولها طبعا مع مراعاة التصميم اللازم وطرق اللحام المختلفه التي تأمن تراكب القضيب مع بعضه على نفس الأستقامه

( اى يتم الصنع والتنفيذ فقط لهذا المشروع - ( بالهجه المصريه " القطاعات تصنع عموله لهذا المشروع"



## رزق حجاوي

### إستشاري الهندسة المدنية

اشكر للجميع من مشاركين ومتابعين لهذه السلسلة من " مشاكل هندسية وحلول هندسية" في هذه المشاركة رقم 11 والخاصة بانتهيار ممرين في فندق حياة رجنسي عام 1981 في امريكا.

It was July 17, 1981 when the guests at the brand new Hyatt Regency Hotel in Kansas City witnessed a catastrophe. Approximately 2000 people were gathered to watch a dance contest in the hotels state of the art lobby. While the majority of the guests were on the ground level, some were dancing on the floating walkways on the second, third and fourth levels. At about 7:05 pm a loud crack was heard as the second and fourth level walkways collapsed onto the ground level. This disaster took the lives of 114 people and left over 200 injured.

ولما في من فائدة هندسية لتجنب الخطأ الهندسي في جميع مراحل التصميم والتنفيذ والإشراف ولتوضيح هذه الأخطاء التي كانت ساقوم بالتحليل لكل مرحلة من المراحل مع التعليق عليها وما هو الحل الأفضل ( من وجهة نظري ) لتفادي هذه المشكلة وبالتالي تكون لدينا مشاركة كاملة لعلها تفيد ويستفيد منها اكبر عدد من المهندسين المتابعين فله الحمد وصل عدد المطالعين لهذا الباب بحدود 4600 ولكن بكل اسف وحرقة اقولها بصدق ان عدد المشاركين في جميع المشاركات السابقة قليل جدا ( وفيهم الخير والبركة ) وهم تقريبا نفسهم في كل مرة ويعود الى عدة اسباب في وجهة نظري ومنها عقدة الخجل لدى الكثير من المهندسين وذلك خشية ان يدلي برأية ويكون غير صحيح وسبب اخر الى قلة خبرة عدد كبير من المهندسين المنتسبين لهذا المنتدى اي انهم من حديثي التخرج وفي المقابل فان عدد كبير من المهندسين ممن لديهم الخبرة الكبيرة ليس لهم الاهتمام بالوسائل الحديثة سواء استخدام الكمبيوتر او الانضمام لمنتديات هندسية لانه يعتبر ذلك مضيعة للوقت ولا فائدة منه ولن اعلق اكثر من ذلك واعود لموضوع هذه المشاركة وهو الالهة بالنسبة لي.

#### Basic Walkway Design

- Three walkways, on the second, third, and fourth floors, span the atrium.
- The third floor walkway was designed for higher traffic than the other walkways, and was consequently wider and offset from the other walkways.
- The third and fourth floor walkways were suspended from the atrium roof, with the second floor walkway

connected to the fourth floor walkway.

من خلال المرفقات السابقة اعود للتصميم الهندسي المقدم من قبل المصمم فهذا التصميم له حسنات وله عيوب

- حسنات هذا التصميم

سهوله الجملة الانشائية للتصميم فهي سهلة التحليل وانتقال الاحمال بين العناصر سهل يمكن فهمه بسهولة.

- سيئات هذا التصميم

اولا :- تنفيذ قضبان التحميل Rod بهذا الشكل غير عملي فتركيب الصامولة Nut للممر في الطابق العلوي تحتاج الي تسنين الرود من البداية حتى مستوى الممر العلوي وهذه المسافة طولها 30 قدم مما خلق مشكلة كبيرة لمقاول التصنيع للهيكل المعدني.

ولحل هذه المشكلة ( من وجهة نظري ) كان اما ثلاثة حلول

1- ان يتم فصل قضبان التحميل للممر العلوي عن السفلي.

2- ان يتألف الضب من قطعتين فيعد ان يتم تركيب الممر العلوي ( الجزء الاول ) يتم لحام weld joint مع الجزء السفلي للقضيب تحت مستوى الصامولة Nut وبالتالي نحتاج تسنين threaded الجزء الاول من القضيب عند مستوى السقف والنهاية السفلى عند مستوى الممر العلوي وعادة تكون بطول 6 انش ومن ثم الجزء الثاني من القضيب ( السفلي ) يكون مسنن من جه واحدة فقط والسفلية لتحميل الممر بطول 6 انش .والجهة العلوية منه يتم لحامها مع الجزء الاول للقضيب.

3- نفس الحل في البند 2 ولكن باستخدام الوصل الميكانيكي وذلك باستخدام Coupling System ( socket or Muff ) تكون مسننة ( مثل المفة المستخدمة في وصل الانابيب).

واذا ناقشنا الحلول الثلاثة المقترحة نجد ان الحل رقم 1 يزيد عدد قضبان التعليق للضعف ويحتاج الى تفصيلة خاصة عند تقاطع قضبان التعليق للممر السفلي مع الممر السفلي وهذا الحل لست افضله.

اما الحل 2 الثاني التحميم يؤدي الى تشوه منظر قضبان التعليق ويحتاج القى مهاره في اللحام وفحص الوصلة للتأكد من قدرتها.

اما المقترح رقم 3 فهو الافضل فالوصلة لا تشكل اي تشوية لمنظر القضيب وذلك سهولة التنفيذ فيتم تركيب الممر العلوي



ومن ثم تركيب Socket ومن ثم الجزء الثاني من القضيب وحاج فقط الى تسنين القضيب للجزء الاول والثاني من طرفية بمقدار 6 انش. وبالتالي نحل المشكلة التي كانت في تسنين القضيب وبالتالي لا نحتاج الى تغيير الوصلة.  
ثانيا : طريقة تنفيذ الجسر الحامل للممر من قطعين من U Channel بطريقة Toe to Toe اي القدم بالقدم وهذا واضح في التفاصيل التي وضعت سابقا وهذا الوصل برأبي ضعيف حيث يتم بعد لحام القطعين ( على شكل box الى ثقب drilled وبالتالي يضعب مقطع التحميل ( وهذا كان السبب الرئيسي للانهيال وليس Nut كما يعتقد (ويؤدي الى انهياره وسيأتي الشرح له لاحقا.

وكان من الافضل ان يتم اللحام بطريقة Back to Back حسب الصورة المرفقة ويتم عمل فراغ space بين القطعتين بمقدار قطر قضيب التحميل وبالتالي عند التحميل فان الضغط كله يكون web of U channel وليس على الجناح (القدم Flange of U channel) وهي ضعيفة.

واتوقع ان المصمم لم يرق بالتدقيق على الاجهادات الناتجة عن التحميل Bunching Shear على قدم U Channel ثالثا : الخطأ كان في تقدير الاحمال من حيث ان الحمل على الممر يحسب على احمال قاعات الديسكو وليس حمل الممرات كما هو في الكود

The Kansas City Building Code requires a minimum support value of 151 kN. The original design was capable of supporting 90 kN. With the design changes made during construction, the walkways would be supporting double that amount, or 180 kN, assuming the walkways were loaded at the maximum recommended weight limit.

والان نعود للاقتراح الذي تقدم به المقاول لحل مشكلة الصعوبة التنفيذية في تسنين قضيب التحميل بمقدار 30 قدم فمن خلال تركيز المقاول مع المصنع على حل مشكل تسنين قضيب التحميل والتفصيلة التي وجودها والتي كانت بالنسبة اليهم الحل السحري لهذه المشكلة غاب عن تفكيرهم ان يتم اعادة التدقيق الانشائي للوصله فكل التركيز كان ان قطر القضيب للجزء العلوي والسفلي لم يتغير وبالتالي اعطيت الموافقة عليها من المشرف والمصمم ( موافقة المصمم كان شفها بواسطة التلفون ولكنه انكر ذلك في التحقيق وان الموافقة من مهندس جديد كانت وليس من المصمم مباشرة. )  
ومن خلال تعديل التفصيلة للتحميل للممر العلوي فان التصميم الانشائي لنظام التحميل قد تغير 100 % وذلك من خلال 1- في التصميم الاصلي كانت الجسور للممر العلوي تحمل فقط الاحمال على هذا الممر اما التفصيلة المعدلة فان الجسور تحمل حمل الجسر العلوي والسفلي ( حسب المرفق).

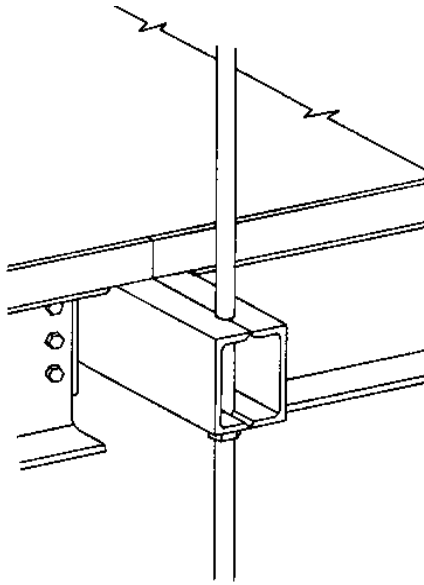
2- تولد عزوم على نهاية الجسر ناتجة عن لا مركزية الحمل للممر العلوي والسفلي ( وهذا الذي ادى الى انهيار الممر ) وهو العزوم Moment ادى الى اجهادات مضاعفة على Toe of U Channel والتي هي بالاصل ضعيفة ( كما تم شرحه سابقا حيث كان يفضل ان يكون التلحم Back to Back حسب الصور المرفقة توضح الانهيال كيف حصل.

3- تولد احمال مضاعفة على الصامولة Nut للممر العلوي ورغم ذلك تحملت هذه الاحمال والانهيال حصل في Toe of U Channel وقد ادى هذا الحمل الى انزلاق الصومولة من مكانها حسب الصور المرفقة.

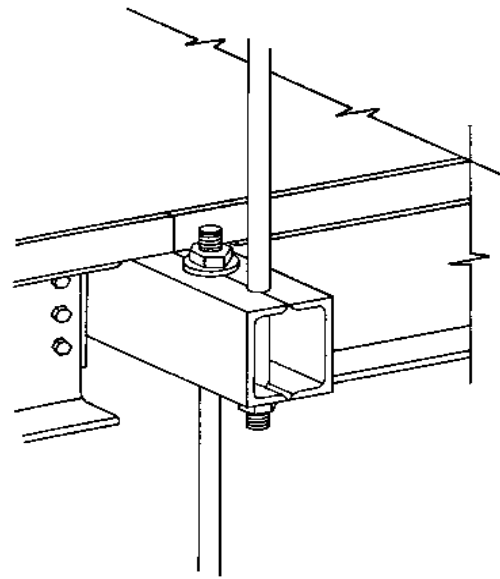
4- من خلال الصور السابقة للانهيال نلاحظ ان الممر ( للطابق الرابع ) والذي يخدم طابق واحد لم يحصل انهيار بالرغم من الاحمال الزائدة ولكن لا يوجد حمل عزوم Moment

ومن خلال هذه المشكلة يتضح ان التعديلات التي تتم موقعا ولا يتم فيها اعادة الحسابات الانشائية ولا يتم فيها التواصل مع المهندس المصمم وكذلك قلة خبرة المصمم في طرق التنفيذ والتفكير فقط في الحل الهندسي دون التفكير بأن هذا الحل ممكن تنفيذه من ناحية عملية كل ذلك يؤدي الى حصول الاخطاء والتي قد تصل الى انهيار المنشأ بالكامل كما حدث في مثالنا هذا حيث كان عدد القتلى 114 والجرحى يزيد عن 200.

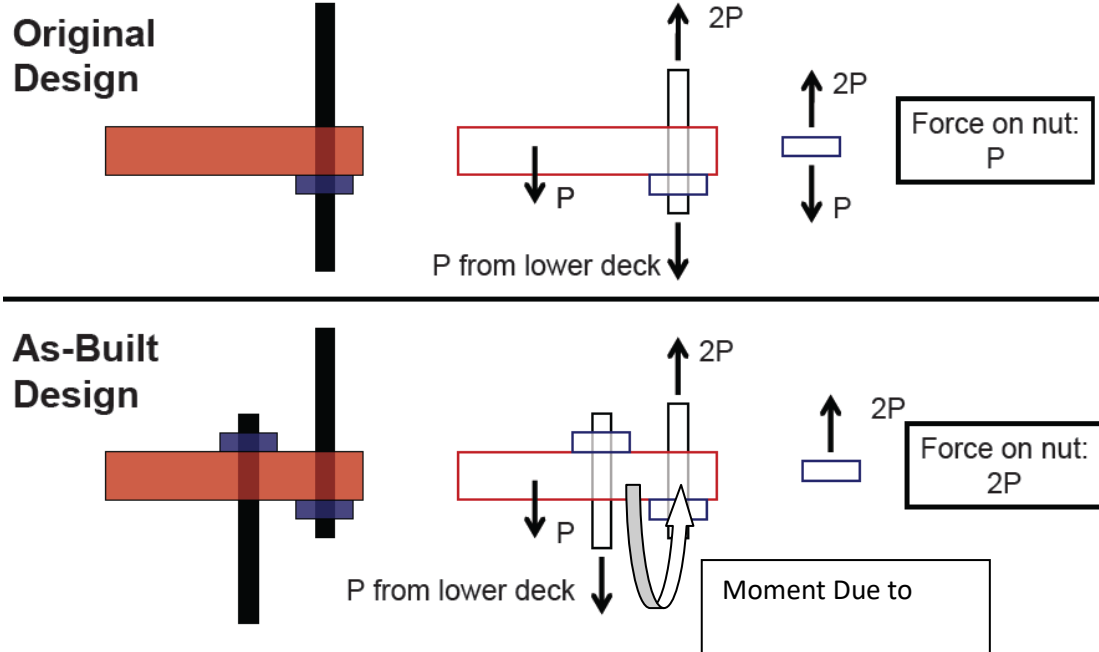




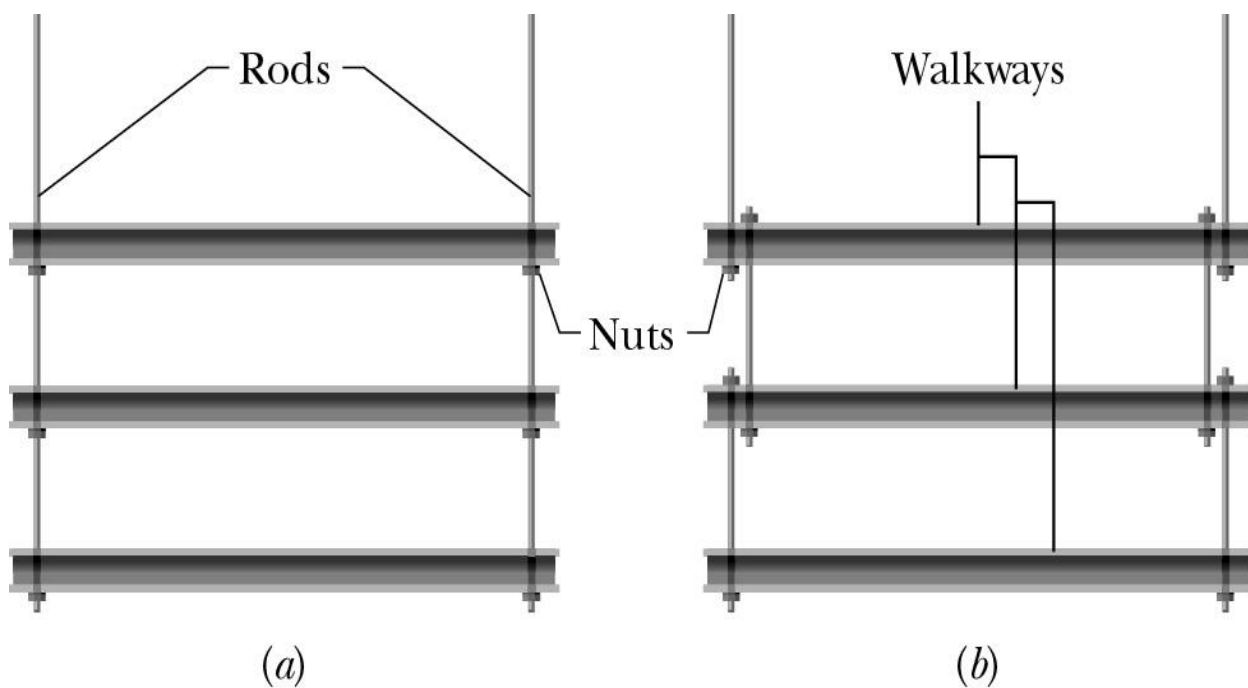
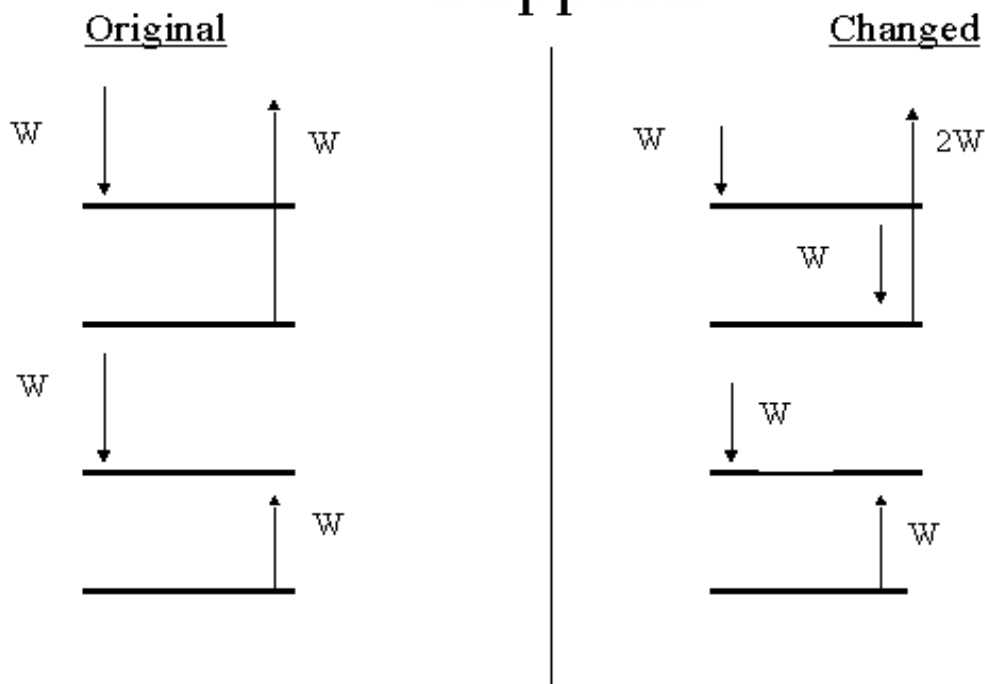
Original Design



As Constructed



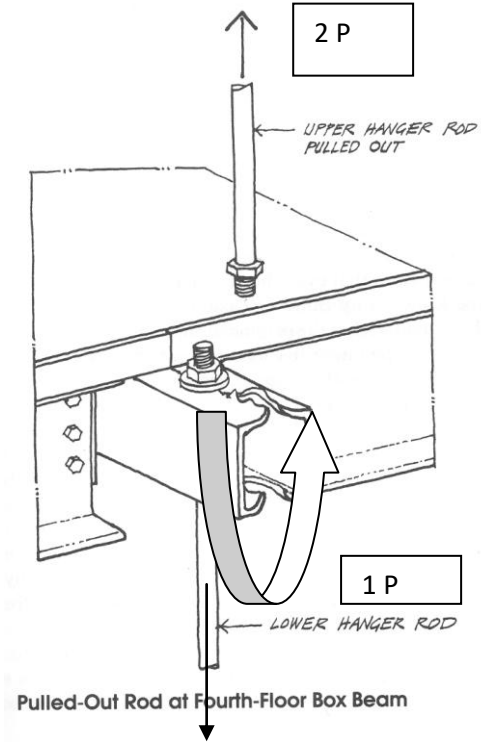
# Design Change of Walkway Supports



Design System load

Modified System Load

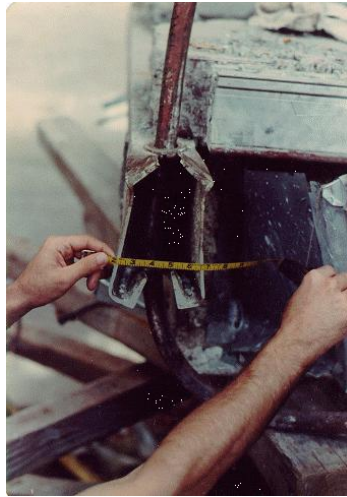
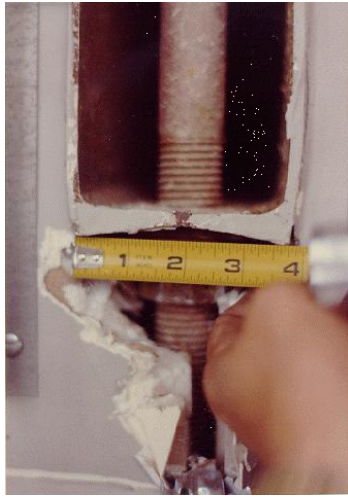
التحليل الانشائي للتفصيلة التصميمية قبل وبعد التعديل حلاحظ كيف ان طريقة التحميل والاحمال اختلفت  
نتيجة التعديل



لاحظ كيف ان حمل الشد للاعلى (قضيب التعليق) ونتيجة للتحميل الذي ولد اجهاد Bunching Shear on Toe Of U  
Channel ادى الى انهيارها وكذلك تولد عزم Moment due to eccentricity of load







الانهيار في الوصلة المعدلة في منطقة Toe of U Channel لاحظ التآكل في تسنين القضيب بسبب انزلاق Nut وهي لم تخرج من قضيب التعليق تحت الاحمال



لاحظ ان الممر ذو المستوى الواحد فقط لم يحدث له انهيار

**المهندس محمد زايد**  
عضو متميز

صديقي الاستاذ المهندس رزق حجاوي ،،، المحترم .

في بادئ الامر سأقتبس من مشاركتك الاخيرة هذه الفقرة//:

ولما في من فائدة هندسية لتجنب الخطأ الهندسي في جميع مراحل التصميم والتنفيذ والاشراف ولتوضيح هذه الاخطاء التي كانت سأقوم بالتحليل لكل مرحلة من المراحل مع التعليق عليها وما هو الحل الافضل ( من وجهة نظري ) لتفادي هذه المشكلة وبالتالي تكون لدينا مشاركة كاملة لعلها تفيد ويسفيد منها اكبر عدد من المهندسين المتابعين فله الحمد وصل عدد المطالعين لهذا الباب بحدود 4600 ولكن بكل اسف وحرقة اقولها بصدق ان عدد المشاركين في جميع المشاركات السابقة قليل جدا ( وفيهم الخير والبركة ) وهم تقريبا نفسم في كل مرة ويعود الى عدة اسباب في وجهة نظري ومنها عقدة الخجل لدى الكثير من المهندسين وذلك خشية ان يدلي برأية ويكون غير صحيح وسبب اخر الى قلة خبرة عدد كبير من المهندسين المنتسبين لهذا المنتدى اي انهم من حديثي التخرج وفي المقابل فان عدد كبير من المهندسين ممن لديهم الخبرة الكبيرة ليس لهم الاهتمام بالوسائل الحديثة سواء استخدام الكمبيوتر او الانضمام لمنتديات هندسية لانه يعتبر ذلك مضیعة

لوقت ولا فائدة منه ولن اعلق اكثر من ذلك واعود لموضوع هذه المشاركة وهو الاهم بالنسبة لي.

واعلق علیہا کالاتی //

استاذنا الكريم سلامتك من الاسب والحرقة ،،،،، فما تقدمه في هذا الموضوع يجب ان يقابله كل فخر واعتزاز ،،، وليس اسف.. و حرقة !!

هذا ليس من باب المجاملة ،،،، بل هو من باب شكر النعمة / لاني اعتبر ان ما تقدمه هو بالفعل نعمة لكل مهندس ذو خبرة ، طالب هندسة او خريج جديد . .....

ويا ليت اخواننا في هذا الملتقى سواء الخريجين منهم او الذين مازالوا على مقاعد الدراسة ،،، يدركوا اهمية مثل هذه المشاكل التي تطرح في هذا الموضوع ،،،،، لحياتهم العملية ،،، سواء كان اتجاههم للتصميم ،، او في مجال التنفيذ

فعلى سبيل المثال لا الحصر .. المشاركة في مثل هذه المواضيع تعمل على الاتي //

-تدريب عقولنا على التفكير بطرق هندسية مختلفة عن التي نعتاد عليها أثناء الدراسة الجامعية.

- ترتيب المعلومات الهندسية التي امتلناها اثناء الدراسة // وتركيزها في سبيل حل احدى المشاكل المطروحة .

- طرح مثل هذه المشاكل ، يقدم لنا خدمة كبيرة الا وهي وضعنا امام حالات واقعية وعملية قد نتعرض لها بالحياة

العملية /// وبالتالي عرضها بهذا الشكل يجنبنا الوقوع في حالات مماثلة.

- ليس من الضروري ان تتكرر نفس المشاكل المطروحة لنا في الحياة العملية /// ولكن المهم ان نستفيد منها قدر الامكان

“، والقياس عليها”، واستغلال حسنا الهندسى الذي يأتى بالخبرة والاحتكاك بالإضافة الى نتائج الدراسة.

هذا قليل من الفائدة الجمة التي يحققها طرح هذا الموضوع وهذه المشاكل وحلولها ،،، وخصوصا" لان طريقة عرضها

وتدعيمها بالصور ، وتبادل الآراء فيها ،،، يجعل منها مادة سليمة ومشوقة.

واخيرا" م.رزق .. اتمنى منك الاستمرار بنفس القوة والعزيمة والحرفنة ,,,, باننظر المشاركة القادمة ,,,,

واعتقد انك لا تمنع بان يقوموا الزملاء بطرح بعض المشاكل التي مروا بها او سمعوا عنها ؟؟؟؟

مع املی بان یقوموا مشرفو الموقع بتثبیت هذا الموضوع لما فيه من اهمية

## رزق حجاوی

استشاري الهندسة المدنية

في البداية اشكر لكل من المهندس محمد والمهندس عزيز المشاركة.

بخصوص ما ذكره المهندس محمد فاقول ليس من باب الفخر او التباهي ولكن هذا مما علمني ربي بان المشاكل والحلول

الهندسية هي نتاج سنوات من الخبرة يدعمها مراجمات ودراسات وابحاث طويله اخذت الجهد والوقت والكثير.

فالمهم هو التحليل الهندسي المنطقي لأي مشكلة هندسية ومن ثم وطع الحلول ومناقشتها ومن ثم اختيار المناسب منها

وتطويره خلال العمل.

فكما ذكرت سابقا فليس كل ما اطرحه قد مرت على مشكلته فمنها ما سمعته من بعض الاصدقاء او منتديات اخرى او من

خلال الدراسة والبحث.

والذي دفعني للكتابة في هذا الباب حل لمشكلة وضعها اخ مهندس في احد المنتديات ثم ذيل مشاكته بان هذا هو الحل

وللاسف لم يكن صائبا وقد رددت عليه واوضحت له اى الخطأ لان الذى يكتب فى المنتديات او الخبرات المنقوله من

الآخرين هو سلاح ذو حدين فاذا كانت خبره هندسية وصحيحة يستفاد منها ام كانت العكس فهي مشكله ووتتقال الخبرة

بِهذه الطريقة وبشكلها الخاطيء جيل بعد جيل وكثير من الممارسات سواء في الموقع او في التصميم ليس لها اساس هندسي

وعلمي وانما توارث بالخبره " ان شاء الله احضر موضوعا بهذا الخصوص."

فالمواضيع الهندسية التي تطرح في هذا المنتدى وهي على سبيل المثال لا الحصر

1- التنفيذ من الالف للياء للمهندس سالدان.

2- تنفيذ البايبل للمهندس محمد زايد

برأيي الشخصي والهندسي هي من افضل ما قرأت فهي تثرى المهندس بخبره لا تقل عن عشر سنوات فعلية في التنفيذ

وهي اكثر فائدة من الكتب الهندسية التي تعطي المعلومة الهندسية ولا تعطي الخبرة العملية.

وهناك من المواضيع التي تطرح وتعطي الخبرة نادرا ما تجد مهندس يعطيك هذه الخبرة على طبق من ذهب وبالمجان.

إذا هنا على سبيل المثال خبرة تنفيذ البايبل ومن المشاركات في هذا الباب طرق صيانة بلاطة رصيف من اسفل فهذا الحل

وطريقة الصيانة لا تجده في اى موقع او كتاب وللعلم ايضا هو من اختصاص شركات اجنية هندسية متخصصة في

الموائئ وتم دفع ملايين الدولارات لاعداد الدراسة لصيانة الموائئ.

واعرف مدى الجهد الذي يحتاجه اعداد مشاركة واحدة فقط.



مسلم  
عضو متميز

بلاطة بها ترخيم كبير  
فما هو الحل  
فكرت فى شد كمره اسفل منتصف البلاطة ولكنى فكرت فى العزم السالب المتولد اعلى البلاطة حيث انها بلاطه مصممه  
اى انه لا يوجد بها شبكة علويه تقاوم العزم السالب  
فما الحل

**المهندس محمد زايد**  
عضو متميز

اخ بايل /  
 للوقوف على حل المشكلة يجب معرفة المعطيات التالية:  
 - ابعاد البلاطة.  
 - سماكة البلاطة.  
 -تسليح البلاطة الرئيسي + التسليح العلوية عند الاعمدة ( وطول حديد التسليح هنالك ان امكن ) وابعاد الاعمدة وعددها.  
 -طبيعة المبنى ( سكني ، مكاتب ) ، ، ، ، ،  
 والمهم ايضا " / هلى الترخيم الذي تتكلم عنه , اكتشف بعد الصب مباشرة ، او بعد فك الطوبار ، ، او بعد مضي فترة على فك الطوبار ، ، ، ، ، وهل تم تحميل البلاطة باحمال معينة مما نتج عنه الترخيم ، ، ، ، ، ، ، اي ارجو تلخيص الحالة التي نتج عنها الترخيم.  
 وما هو مقدار الترخيم .  
 وهل قمتم بعمل فحص التحميل لاكتشاف مقدرة تحمل البلاطة للاحمال التصميمية ام لا .  
 ارجو توضيح الصورة لنتمكن ( الزملاء ومن ثم انا ) من محاولة وضع الحلول لهذه المشكلة

**رزق حجاوي**  
استشاري الهندسة المدنية

اشكر للمهندس بايل هذه المشاركة

اضافة لما ذكره المهندس محمد من توضيحات فان هناك توضيحات اخرى مطلوبة

- 1- هل البلاطة لوحدها ام مستمره اى هل يوجد بلاطات مجاورة لها ومن جهة.
- 2- نظام التحميل للبلاطة هل هو على جسور ساقطة drop beams او جدران حاملة.
- 3- سبب الهبوط هل هو التحميل الزائد.
- 4- هل يوجد تشققات في اعلى سطح البلاطة.
- 5- هل البلاطة طابق اخير ام يوجد فوقها طوابق

وعلى العموم اذا توضحت الاجابة فالحل سهل باذن الله.

لانه ليس المهم اعاده البلاطة للاعلى لتقليل الترخيم deflection وانما المحافظة على وضعيتها بعد رفعها؟.

نحن بانتظار ردك

يفضل ارسال مخطط انشائي للبلاطة واذا كان هناك صور

## اطرح المشكلة التالية

شیراویات  
جدید

- 1-ياريت ياجماعه حد يقولي ليه بنحط ساعات شبكة حديد علوي في القواعد عايز اعرف ايه السبب الهندسي؟؟  
2-ياكيه فلات وياكيه سوليد بينهم كم ه توقف الحديد عند الكم ه شكله ايه؟؟

**رزق حجاوي**  
استشاري الهندسة المدنية

اشكر للمهندس شبراويات على التحية والمشاركة  
بالنسبة لسؤالك الاول اعود بالسؤال بصياغة اخرى " اين نحتاج الى حديد التسليح في القواعد ؟؟"  
الجواب حسب ما تعلمناه ان الحديد التسليح ( reinforcement steel= Rebar =للاستفادة بشكل اكبر احاول حسب معرفتي وضع المصطلح باكثر من تعبير حسب استخدامه في كل دولة ) يوضع في منطقة الشد Tension Zone للخرسانه concrete= وكذلك يوضع في منطقة الضغط compretion Zone للخرسانه اذا كان الضغط على الخرسانه اكبر من المسموح به.  
وبناء على ما سبق ففي قواعد الابنية لا يمكن ان يحصل اجهادات شد على القاعدة من الاعلى ( ووضع حديد التسليح في اعلى القاعدة ليس له اساس هندسي).  
بخصوص سؤالك الثاني فاعتذر عن الاجابة لانني لم استطع فهم سؤالك.

### المهندس محمد زايد عضو متميز

عزيزي المهندس رزق حجاوي  
قد يكون السائل في المشاركة الاخيرة يستفسر عن القواعد بشكل عام ومنها المشتركة او الرافت combined or raft footing,, وكما تعلم ففي كلا الحالتين بالغالب يكون هنالك نقاط انقلاب للعزوم بالاخص بين الاعمدة وبالتالي لا بد من شبكة التسليح العلوي في مثل هذه الحالة حتى لو كانت في الحد الأدنى من التسليح المطلوب ( حسب قيمة العزوم )  
ففي مشاركتك ذكرت انه في قواعد الابنية لا يمكن ان يكون هنالك اجهاد شد من الاعلى,,,, ولكن ماذا لو كانت قواعد الابنية مشتركة لتتداخل القواعد وقرب الاعمدة... الخ ؟

### ابو الحلول

متميز

مرحباً م. رزق حجاوي، م. محمد زايد.. إضافة لما تفضل به م. رزق، وعقبه م. زايد، فإنه تجدر الإشارة أيضاً إلى التسليح في القواعد المنفردة المتوضع تحت العمود والذي يكون مرفوع بشكل إترية كاملة، بحيث تكون عدد قضبانها عادة نصف عدد القضبان الموجودة تحت العمود وبحيث لا تقل عن قضيبين..

### ماجدان

عضو متميز

وإن لم تكن تعرفه وتعرف أعماله وأنه من كبار مهندسين الشرق الأوسط فيكفي أنه على الأقل من كبار مهندسين السابيت الذين تواجدوا عليه من نشأته حتى الآن على الأقل م.رزق حجاوي

- 1- بخصوص سؤالك الأول فكما اجاب المهندس محمد زايد يوضع حديد علوى فى حالة القواعد المشتركة كحاله عامه يأتى من وراها القواعد الشريطيه واللبشه المسلحه وتأكد انه فيما اى قطاع وجد تسليح علوى فتأكد انه يقاوم إجهادات شد تولد عزوم سالبه وتحدث إنقلاب فى العزوم من العزوم الموجبه فى الأسفل إلى العزوم الموجبه فى الأعلى  
أو كما قال المهندس رزق حجاوي لا يوجد فى القواعد حديد علوى ( القواعد المنفصله ) وليست مشتركة مثلما موضح أعلاه
- 2- وسؤالك الثانى لا يلزم توقف الحديد بين النظامين هذا للعلم كمنهج هندسى والتنفيذ يكون حسب المخططات المصمم عليها  
وعند التصميم حسب الرغبه وإن كنت تريد توقف الحديد فأينما وجد سيخ حديد تريد إيقافه يقف عند نقطة أنتهاء عمله مضاف إليه طول التماسك  
وانوه مرارا وتكرارا لا يوجد وقف لحديد التسليح عند نقطة انتهاء عمله دون إضافة طول التماسك ( مفيش حاجه كده فى الهندسه المدنيه أبدا )  
يعنى يقف بعد سنتر لاین الكمره بمسافة طول التماسك والذي يجب أن يستند على حافة الكمره النهائيه حتى لا يحدث تحريك او إزاحه أو إنحناء فى الأسياخ ناتج عمليات تنفيذ الصب للخرسانه والله أعلى وأعلم

محیی 2003

استشاری الهندسه المدنيه

الاخ الفاضل المهندس رزق - الاخوة الكرام / السلام عليكم ورحمة الله وبركاته  
 بخصوص موضوع ان القاعدة المنفصلة لا يجب ان يكون بها تسليح علوي اسمحلي اختلف معاك في هذه النقطة لان  
 ممكن تشغل حديد علوي في القطاع كعنصر لتحمل الضغط ليساعد مع الخرسانه كما تفضلت وده ممكن يحصل في حاله  
 انك تكون محكوم بمنسوب حفر معين لا يجب الا تتعده ( لاي اسباب فنيه خاصه بالتربيه ) وعندك منسوب معماري  
 للبدرم يجب ان يحترم ايض فتضطر الي ان تكون محكوم بارتفاع معين للقواعد يجب الا تتعده وعندك عمود مثلا عليه  
 حمل كبير نوعا ما بحيث انالحد الاقصى للقطاع الذي يجب الا تتعده لا فيفي بمتطلبات الامان للخرسانه . ففي هذه الحاله  
 ستضطر الي استخدام قطاع مسلح من الجهتين لتستكمل الفرق بين مقاومة الخرسانه والمقاومه الواقعه علي القطاع -  
 وطبعاً ها نيجي لمشكلة القص والاختراق ودي ممكن نشيلها علي تسليح القص طبقاً للكود البريطاني والامريكي اما الكود  
 المصري فلا يحدث ذلك حيث انه لا يسمح بمقاومه القص والاختراق الا عن طريق سمك القطاع الخرساني فقط  
 طبعاً الموضوع ده ما حصلش معاً قبل كده بس انا باقول هذا الكلام بناء علي تفكير منطقي ومش عارف ايه رايك  
 وراي الاخوة الزملاء في تلك الحاله وشكرا

## حسان2

إستشاري الهندسة المدنية

الأخوة الكرام

وجدت من المناسب أن أدلي بدلوي في موضوع التسليح العلوي في الأساسات اذ أنه لقي براء متعددة ومختلفة، مع  
 احترامي لجميع الآراء التي وردت لكل الأخوة يجب أن أنوه أن التسليح العلوي يلزم للأساسات في بعض الحالات اضافة  
 للأساسات المشتركة أذكر اهمها:

1- حالات الأبنية المعدنية التي تكون أوزانها عادة خفيفة وتعرض لحمولات شد من الرياح "uplift" تكون عادة كبيرة  
 مقارنة مع الأوزان الذاتية للمنشأة ويتم عادة تأمين التوازن باضافة أحمال اضافية كوزن التربة "بتعميق الأساسات قليلا  
 "أو تكبير حجم الأساسات أو أي طريقة أخرى، في هذه الحالات تشترط كل الكودات تسليح علوي للأساسات بسبب توزيع  
 الاجهادات غير المنتظم تحت الأساسات" غالبا مثلثي "وقد يكون جزء من الأساس في بعض حالات التحميل محايدا  
 "بسبب الشد"

2- أساسات الجدران الاستنادية : حيث يكون الشد في أحد جوانب الأساس من الأعلى ويتطلب تسليح علوي

3- أي أساس يتعرض لقوى أفقية كبيرة تفرض توزيع اجهادات مثلثي تحت الأساس أو أن بعض حالات التحميل تجعل  
 جزء من الأساس محايدا

4- تشترط معظم الكودات في حال تعرض الأساس لقوى شد حتى لو كانت محصلة القوى النهائية ضاغطة وجود تسليح  
 علوي

وهناك حالات خاصة أخرى تتعلق بظروف كل منشأة

## رزق حجاوي

إستشاري الهندسة المدنية

السلام عليكم

اشكر لجميع الاخوة على المشاركة و اخص بالذكر هنا المهندس سالدان لا داع للتعجب بخصوص الالقاب فلست ممن يتأثر  
 بذلك.

بخصوص ما ذكرته كان في قصدي للقواعد المنفصلة في الابنية حيث يلاحظ بعض عدد المصممين يرفع نصف كمية  
 الحديد السفلي وبالاتجاهين وهذا الذي لم اجد اي كود يشترط ذلك.

اما بخصوص وضع حديد التسليح فكما تم التنويه له في بداية التعريف ان الحديد يوضع في مناطق التي تتعرض للعزوم  
 moment (منطقة الشد) وفي منطقة الضغط عندما تزيد الاجهادات للضغط في الخرسانه عن الحد المسموح به فعندها

يتم التصميم على اساس تسليح ثنائي ( Doubly reinforced concrete = اما انه هذه الحاله تنطبق على القواعد

المنفصلة isolated foundation or single foundation حقيقة لم تمر معي خلال فترة عملي اما في القواعد

المشتركة cobined foundation او الحصىرة raft or mat foundation فكانت تحصل بالعادة.)

واكرر شكري لجميع الاخوة على التوضيح والتصحيح

## ماجدان

عضو متميز

والله يا جماعة فعلا مناقشه أكثر من رائعة وتداخل وتشابك للأفكار مفيد جدا ومحدثكم أولهم  
 مهندس محي فعلا ..... ولكن دى حالات خاصه للمنشأ أعتقد أننا نناقش الحاله العامه ونوافق أو على الأقل أوافق

حضرتك كما ذكر م. حجاوي doubly reinforced concrete

وبالطبع ايضا ما اشار اليه المهندس حسان2

على فكره يا بشمهندس محي لو لم تذكر موضوع الكود المصري لكنك ذكرت بالفعل أنه يعتمد في الأساسات على السمك وليس التسليح لمقاومة القص الثاقب ، عن كنا جميعا في القطر المصري نستخدم أحيانا التسليح العلوي الإضافي أحيانا بدلا من زيادة العمق d ولكن أعتقد أنه ليس أتباعا للكود البريطاني وانما للعلم الهندسي الطبيعي والمنوه عنه في الكود المصري بالفعل في حالة البلاطات المسطحة والله أعلى وأعلم

### ابو الحلول

#### متميز

شكراً لك م. رزق حجاوي ولجميع الأساتذة الكرام.

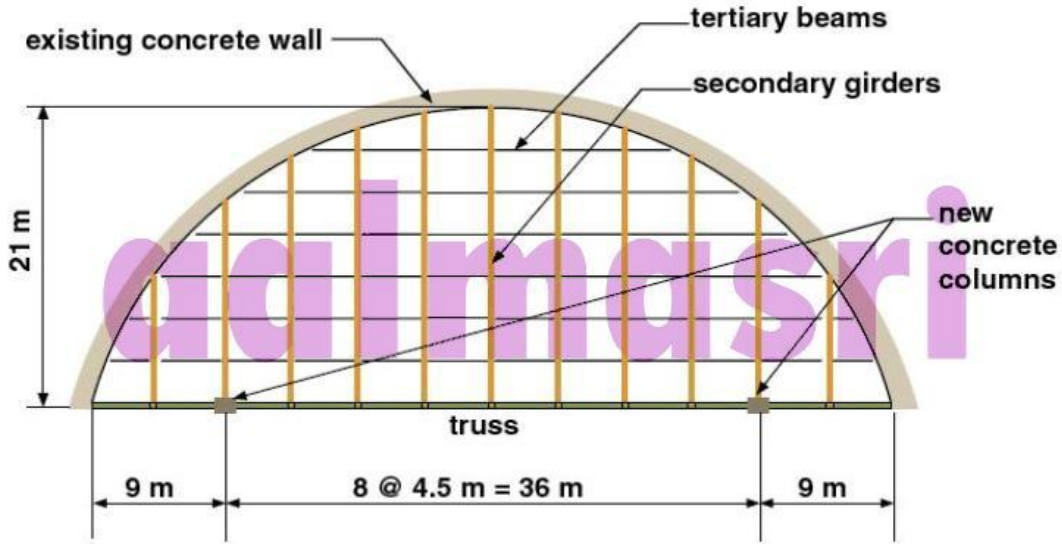
ربما يقصد المهندسون المذكورون بالحديد المرفوع، أي مد نصف الحديد، ورفع النصف الآخر لا ليشكل إترية كاملة، ولكن ليشكل حرف U في صندوق الأساس، فالعديد من المهندسين كما تفضلت يقوم بذلك.. رغم أن اشتراطات الكود العربي السوري في هذا الموضوع (الملحق 3: ملحق الرسوم) تشترط بأن يتم وضع التسليح في الاتجاهين ليشكل حرف U حيث أن الجناحين اليميني واليساري بطول  $H/2$  أو 30 سم أيهما أكبر، وأيضاً يجب رفع نصف التسليح الموجود تحت العمود (على الأقل قضيبين) ليشكل إترية كاملة..

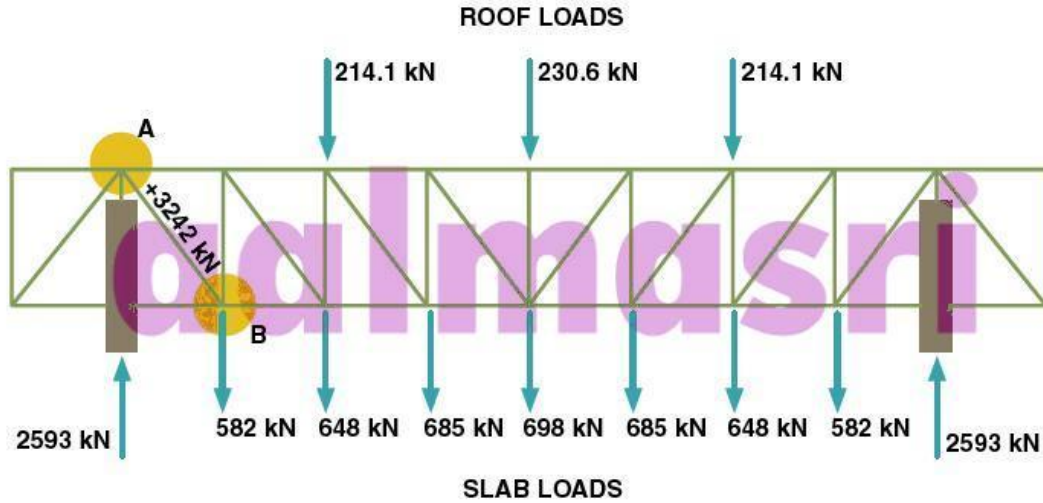
## اطرح المشكلة التالية

### aalmasri

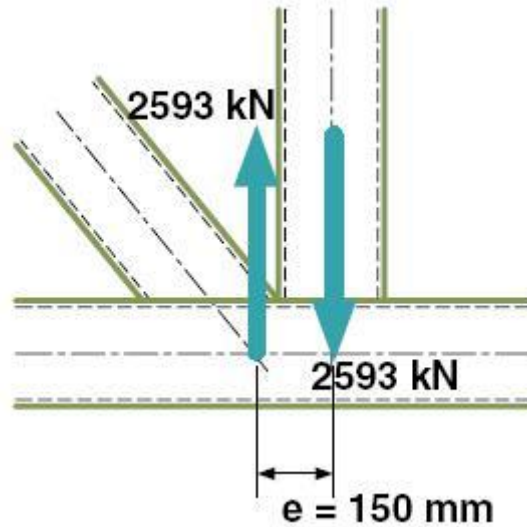
#### عضو تحرير المجلة

بعد اذن اخي المهندس رزق، اود اضافة هذه المشاركة المتواضعة في هذا الموضوع القيم وهي المشاركة رقم 12 على ما اعتقد. الموضوع هنا عن انهيار جملون معدني truss بسبب بعض الازخاء  
العنصر الاساسي هنا هو جملون معدني (الشكل 1: مسقط افقي) مكون من طابقين (الشكل 2: واجهة) ويحمل سقف مركب (حديد وخرسانة). تحليل الجملون تم بشكل اعتيادي لايجاد القوى المحورية في العناصر المختلفة. المقاطع كانت عبارة عن مقاطع مربعة مفرغة مجمعة من مقطعين L

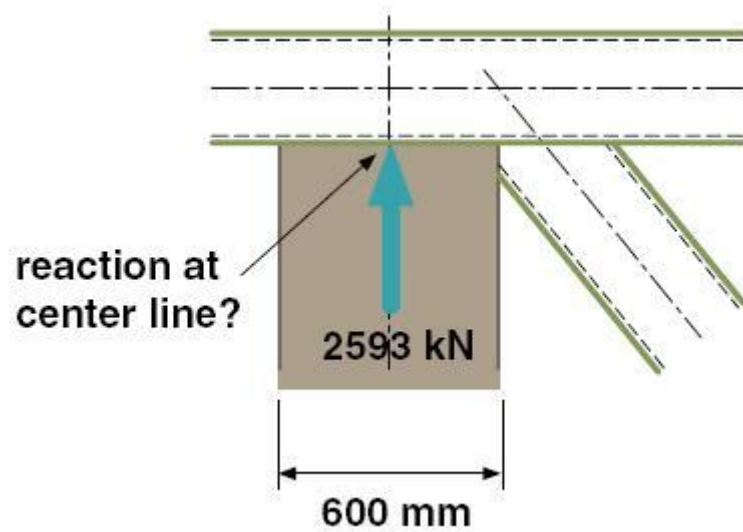
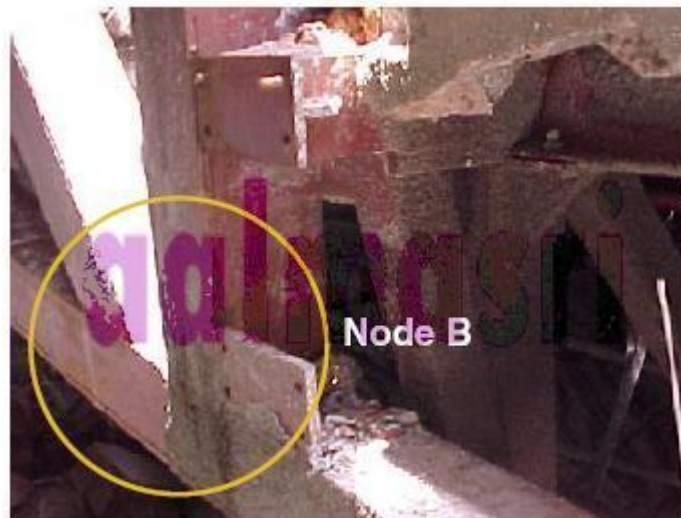
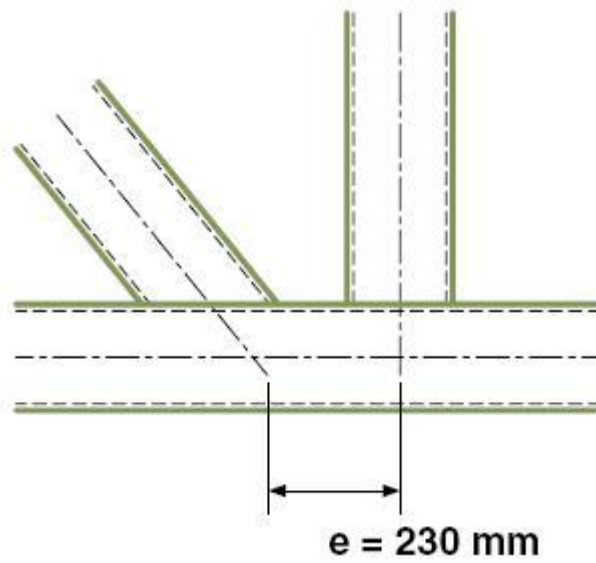




بعد فحص المنشأ بعد الانهيار، تبين ان هناك عدة اسباب قد تكون ساهمت في هذا الفشل:  
 عند تحليل وتصميم المنشأ، يظهر انه تم اهمال لامركزية القوى بشكل كامل، وعلى هذا يجب ان تمر جميع القوى في  
 مراكز ثقل العناصر الحديدية (كما هو موضح في الشكل 3). رغم ذلك، قام المقاول بتفسير المفصل B حسب الشكل 4،  
 والذي يسبب لامركزية في القوى وبالتالي تشكل بعض العزوم



هذا الانزياح بمقدار 15 سم سيؤدي لتكون عزم مقداره 390 كيلو نيوتن.م والذي سيتم توزيعه على المفصل B . لو ان هذا  
 العضو الانشائي مصمم على اعلى اجهاد من الممكن ان يتحملة، فان اضافة اي عزم قد يؤدي الى المشاكل. المشكلة  
 الاكبر ان التنفيذ كان بشكل اسوأ كما هو موضح بالشكل 5 و6  
 مشكلة مشابه حدثت عند النقطة A، كما هو موضح في المخططات في الشكل 7





سؤالي هنا للاخوة المهندسين باختصار: لو كنت انت المقاول، وجانتك مخططات من هذا القبيل، ماذا تقترح لتفادي العزوم الناتجة من لامركزية محاور العناصر الانشائية عند النقطة A ؟  
سأضع اقتراحي بعد اعطاء الفرصة للاخوة لابداء اراءهم ان شاء الله  
ملاحظة لآخي رزق: اعانك الله على اعداد مثل هذه المواضيع، فهي تحتاج الى وقت وجهد وتحضير ليس بالهين... جزاك الله عنا كل خير

### رزق حجاوي إستشاري الهندسة المدنية

السلام عليكم

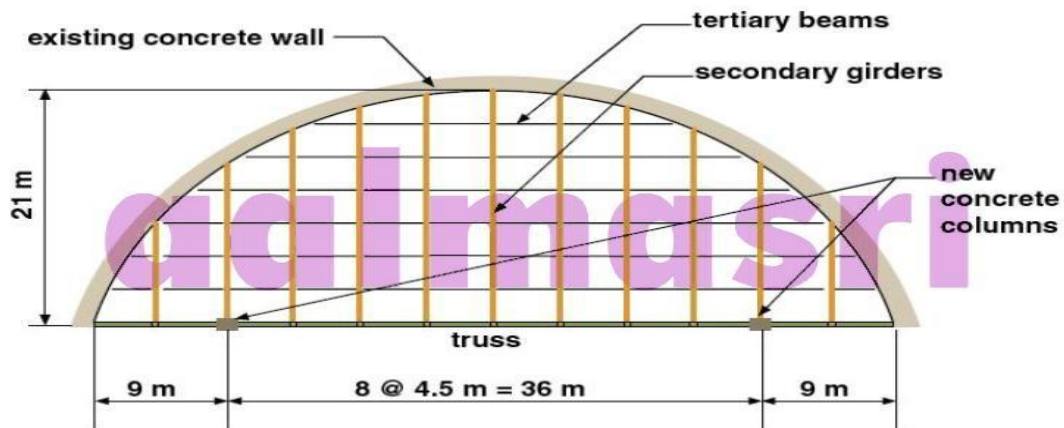
اشكر للمهندس المصري على هذه المشاركة القيمة في هذا الباب واشكرك مرة اخرى على تقديرك للجهد الذي يبذل في مثل هذه المواضيع ( بعض المواضيع احتاج الى ثلاثة اشهر للاعداد في البحث والدراسة وتقديم الحل الهندسي الامثل من وجهة نظري بعد الاطلاع على كافة المشاركات والبحوث التي تمت لهذا الموضوع) وحاليا اقوم بتجميع المعلومات عن دراسة لجسر حدث به خطأ تصميم ( حسب اعتقادي ) وان شاء الله عندما يجهز اطرحه للمناقشة..  
بخصوص مشاركتك يرجى ارسال الصور في مرفقات للمشاركة حيث انها غير ظاهرة ولم استطع فتحها ( الشكل 5.6.

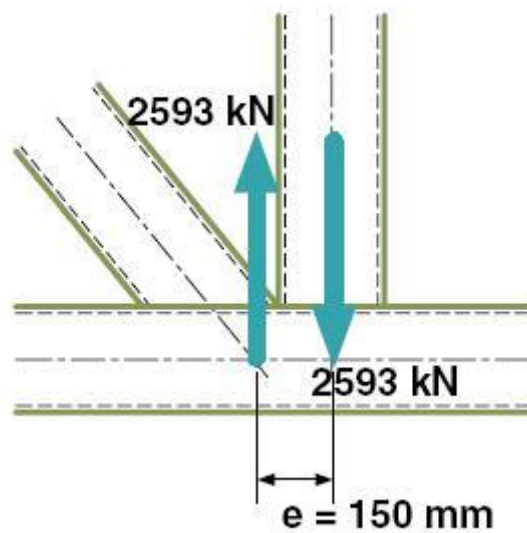
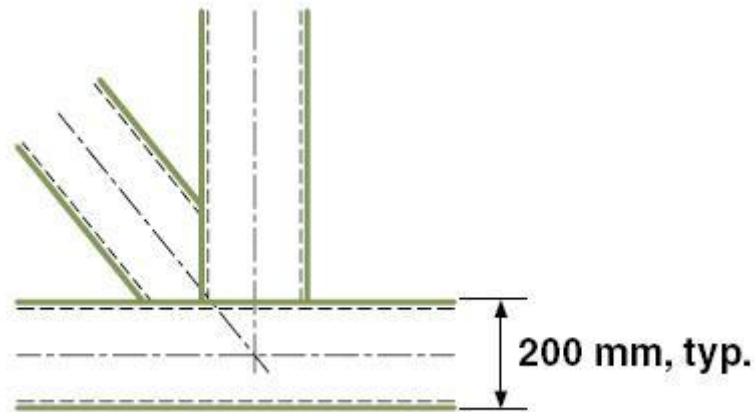
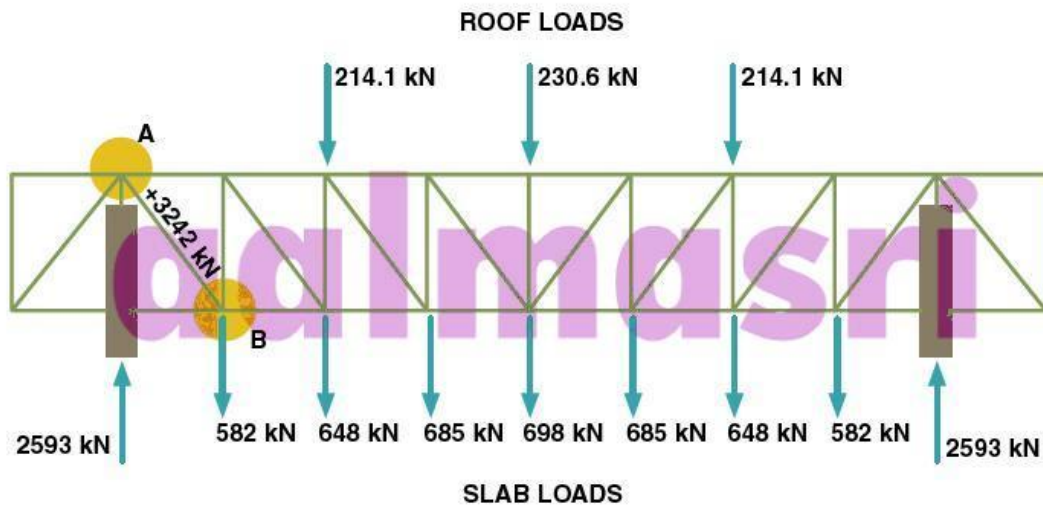
(7

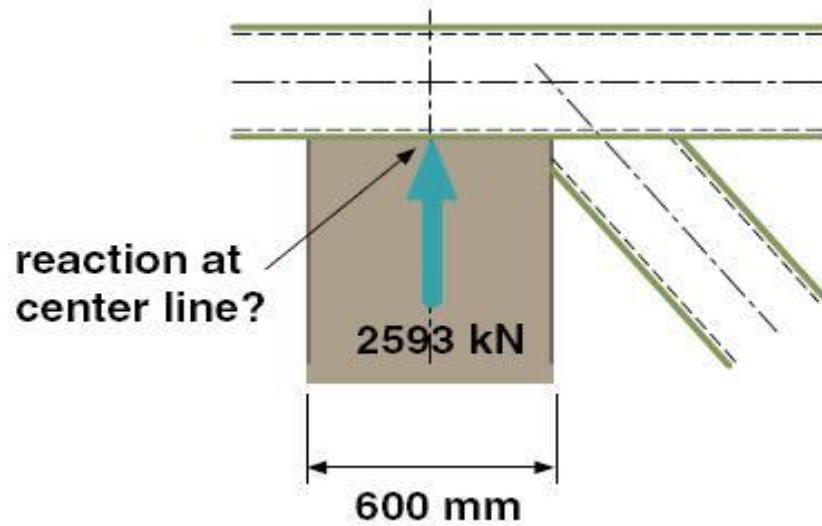
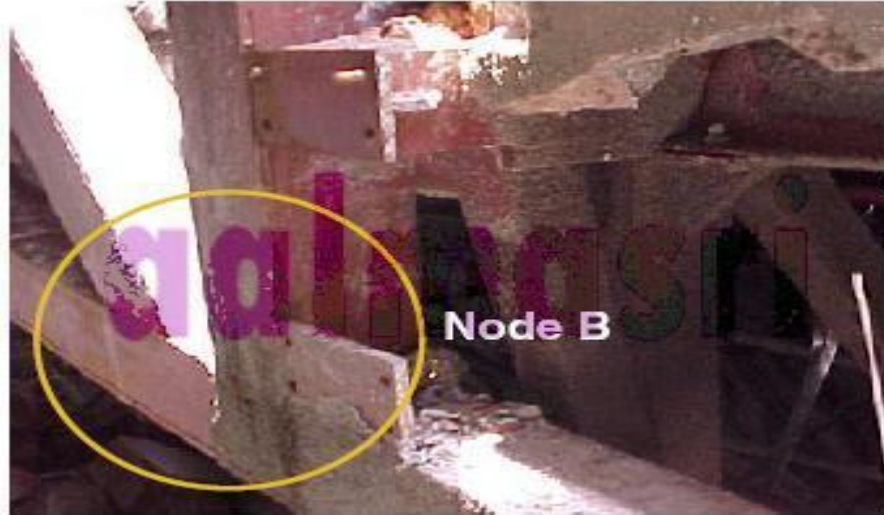
من خلال الاطلاع الاولي على التفصيله المقدمه والتي يظهر فيها بوضوح لا مركزيه Eccentricity مما تولد عزوم Moment وهي تخالف المبدأ الاساسي للمنشآت Truss حيث ان جميع القوى في العناصر محور Axial load وجميع العقد Joints لا تتعرض لعزوم.  
ولزيادة قدرة التحمل joint نتيجة الامركزية يتم عم Stiffeners للعقد ( من خلال الرسم اتوقع ان تكون العناصر للترس من H Or I Beam و عليه فعلى امتداد الاجنحة Wings للعنصر الشاقولي Vertical member يتم وضع 2 Stiffeners للعنصر الافقي وكذلك للعنصر المائل.  
بانتظار الصور لاستكمال المشاركة

### رزق حجاوي إستشاري الهندسة المدنية

شكرا للمهندس المصري على الاستجابة  
الخطأ القاتل والمصيبة الكبرى في الصورة رقم 6 و 7 فالعنصر الافقي الواصل بين العقدتين ( عند العمود) يتعرض لقوى محورية تولد قوى عزم moment وقوى قص shear وهذا حتما سيؤدي للانهيال في منطقة العمود الا اذا تم اعادة التصميم بالكامل لهذا العنصر حيث ان التدعيم stiffeners على استقامة العمود لا تكفي.  
ومن خلال الرسومات المرفقة فان الانهيال سيبدأ من منطقة التقاء العمود مع الترس بس قوى القص.  
ويمكن التقليل من تأثير العزوم moment والقص Shear بوضع صفائح تدعيم حسب الصور المرفقة. وقد قمنا بوضع هذه الصفائح في مشروع صالة رياضية حيث كان clear span = 70 m وتم استخدام نظام Mansard Frame وهو شبيهة الى حد كبير بالترس في هذه المشاركة.







**aalmasri**  
عضو تحرير المجلة

اشكرك اخي رزق على المشاركة....ولي عليها استفسار:  
كيف يمكنك التأكد هندسيا وحسابيا من ان صفائح التدعيم كافية لمقاومة العزوم الناتجة من اللامركزية؟ هل هناك حسابات معينة تعتمد عليها في ايجاد كمية التدعيم اللازمة؟ مع ملاحظة ان المقاطع كما ذكرت في المشاركة الاولى هي مقاطع مستطيلة مفرغة مكونة من جميع مقطعين L.

**رزق حجاوي**  
إستشاري الهندسة المدنية

اشكرك على التوضيح ان المقطع Tube سأقوم باذن الله بالرجوع للمراجع بخصوص حسابات Stiffener ولكن كنا نأخذها بشكل عام بنفس سماكة المقطع المطلوب تدعيمه وتكون بعرض flang وبطول Web هذا في مقاطع I Column or I Beam اما في حالة Tube فسوف اعيد المشاركة من جديد لانه كان في ظني ان المقاطع I Beam And I Column وشكرا

## اطرح المشكلة التالية

**رزق حجاوي**  
إستشاري الهندسة المدنية

في البداية كل الشكر للمهندس بشر ولكل الاعضاء في المنتدى على الاهتمام في مثل هذه المواضيع الجادة ومنها " مشاكل تنفيذية وحلول هندسية " واحاول فيها شرح الاخطاء التي تحصل في المواقع وطريقة تحاشي مثل هذه الاخطاء وتجنبها لما في ذلك من سلامة للعاملين في المشاريع الهندسية اولا وحماية للمنشأ من الانهيار واستكمالاً للمشاركات السابقة ساقدم في هذه المشاركة دراسة لانهيار أعمال الطوبار ( الشدة الخشبية Formwork ) اثناء عملية الصب ( حدثت في احدى الدول الغربية).

### Collapse of Flying Formwork During Concrete Placement

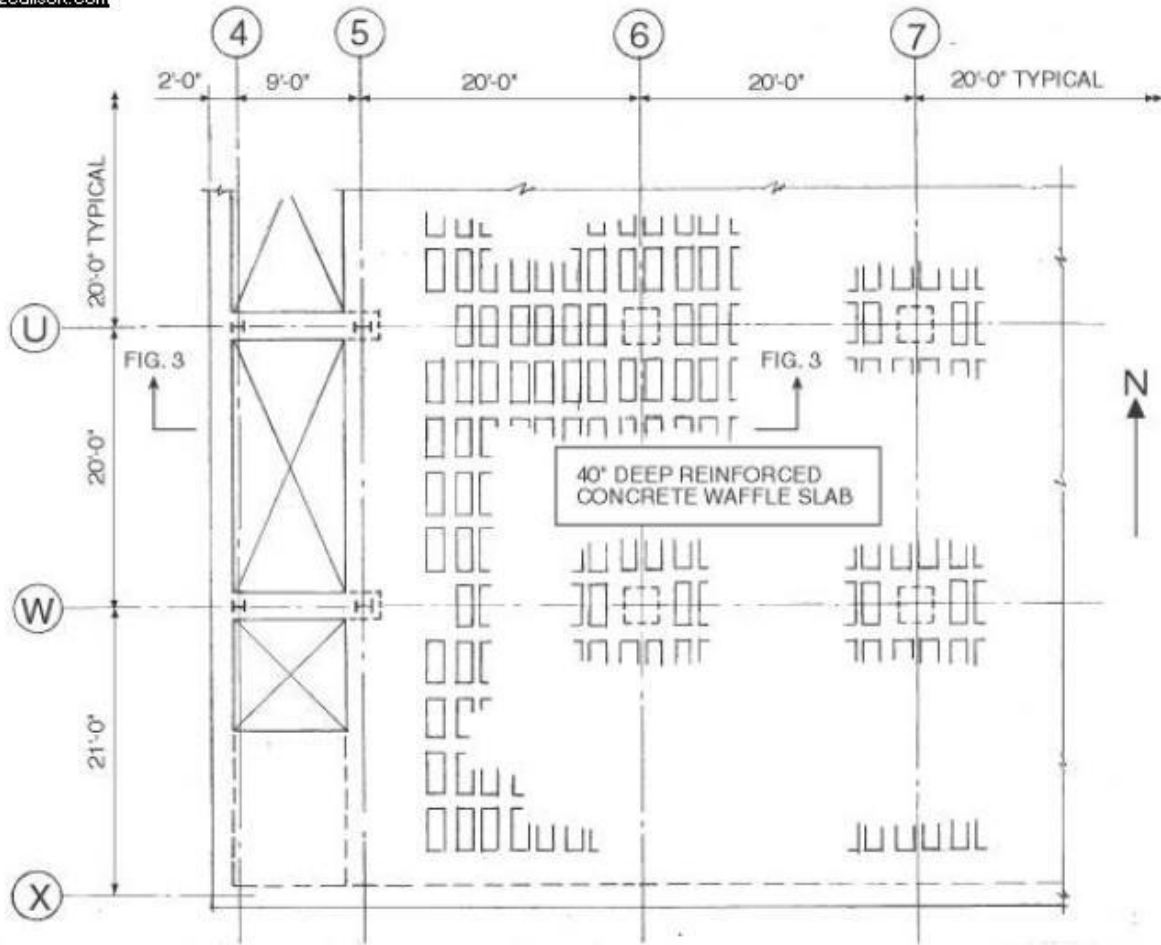
كان هناك مبنى متعدد المناسيب والجزء الاكبر من المبنى عبارة عن Structural Steel Frame منشأ معدني على شكل اطرار والبلاطة لهذا المنشأ عبارة عن Composite Concrete And metal deck والجزء الاخر من المبنى عبارة عن بلاطة الواح الصاج عليها طبقة من الخرسانه تسمى بالعادة . Deck slab ومعصبة بسمكة 130 سم Waffle Slab ( محملة على اعمدة خرسانية وجدران محيطية Peripheral reinforced walls

Initial Placement of Concrete for the waffle slab و خلال عملية الصب ( الشدة supporting Formwork ) ( حسب الصورة المرفقة(1)



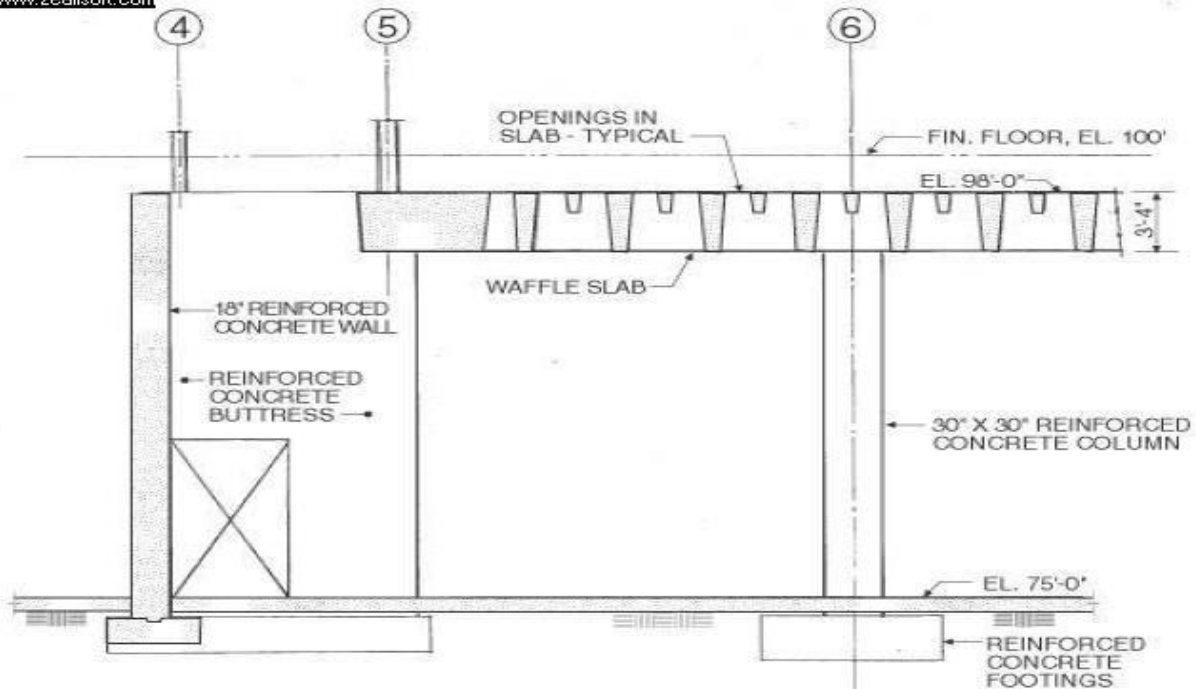
البلاطة المعصبة ابعادها 138 \* 59 متر حسب الصورة المرفقة (2)

!Error



وطريقة الدعم للسقف حسب الصورة (3)

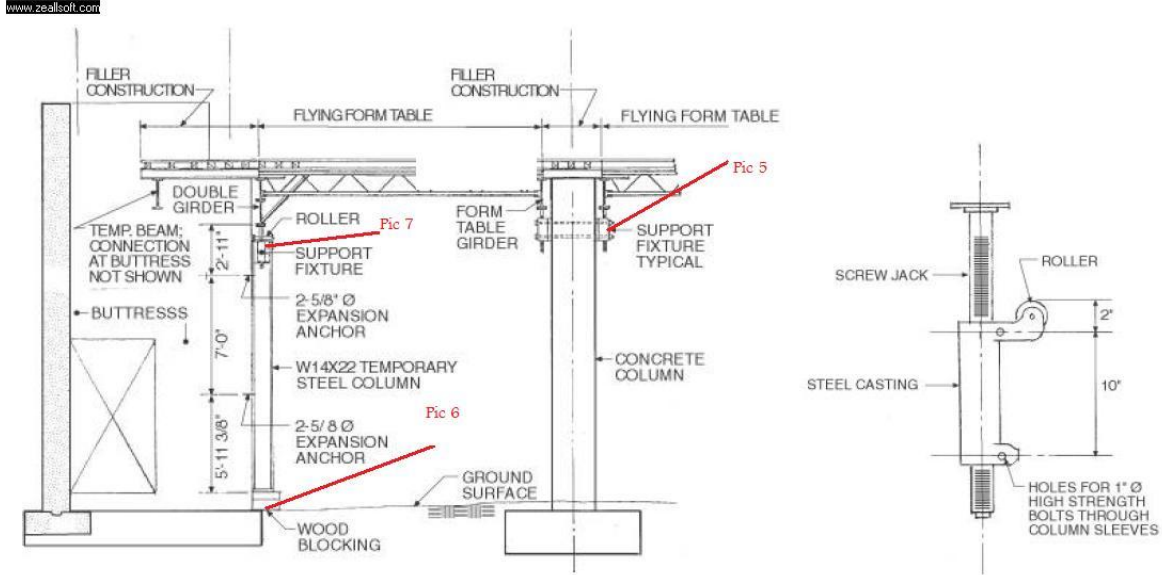
!Error





وطوبار ( الشدة) للبلطة المعصبة يحتوي على ( طوبار معلق = طائر ) flying Forms ( هذا النظام مستخدم لكثير من الشركات المتخصصة باعمال formwork مثل دوكا او ويكون عيار عن نظام متكامل يتم رفعة بواسطة الكرين لمكان الطوبار ). وقد تم تدعيم الجسر الحامل للطوبار عند منطقة العمود بواسطة الدعم الجانبي Flying Supported) كما هو موضح في الصورة رقم 4

**Error**



(لاحظ اعمال الدعم بالخشب اسفل العمود المعدني الحامل للطوبار صورة رقم 6 و 5) ( لاحظ التثبيت الجانبي على العمود الخرساني).

**Error**

www.zeallsoft.com







(لاحظ التثبيت الجانبي على العمود الخرساني).

وقد قام المزود لأعمال الطوبار بتقديم مخططات أعمال الطوبار والتصميم للدعم الطائر flying supported او ( الطوبار الطائر كما يسمية البعض ). وقد تم التركيب من قبل جهاز فني متخصص من قبل مزود الطوبار.

#### الحالة قبل الانهيار

بدأت عملية الصب من الزاوية في الجهة الجنوبية الغربية وبدء بصب الخرسانه باتجاه الشمال في المنطقة (

محور 5 و محور 6 ) كما في الصورة رقم 2.

حصل الانهيار عند الوصل الصب الى المحور رقم 6 وبعرض حوالي 19 متر ( نحو الشمال ) كما هو موضح

في الصورة رقم 8

**Error**



وقد حصل الانهيار عندما تم تحميل العمود المعدني بالخرسانه؟؟  
والان ما هي الاسباب التي ادت الى عدم قدرة العمود المعدني على تحمل وزن الخرسانه؟؟؟؟

**Ayman**  
عضو متميز

- السلام عليكم  
احيي الاخ الفاضل رزق على مواضيعه المفيدة جدا و ابارك للتميز..  
اسمحتلي ان اعلق..  
اعتقد ان السبب هو احد الاسباب التالية:
- 1-لا يوجد تثبيت للاعمدة الحديدية في الاتجاه العرضي من اسفل (عند الخشب)في حين ان ارتفاعه كبير نسبيا.. فربما عند الصب من جهه دون اخرى انزلق العمود من اسفل و تتالى الانهيار.
  - 2- التثبيت لدعامة العمود من اعلى Roller اي انها لا تقاوم في الاتجاه العمودي على العمود (في اتجاه المقطع)
  - 3- تثبيت ال fixture support بالعمود الخرساني لم يكن كافيا ..فربما انهار ادهم و تتالى الانهيار..  
هذا ما اعتقده من نظرة قاصرة

**محیی 2003**

استشاری الهندسه المدنيه

نشكر المهندس رزق علي هذا المجهود الكبير المبذول في تلك المشاركات ونسال الله العلي القدير ان يجعله في ميزان حسناتك

بالنسبه لسبب الانهيار في العمود المعدني والذي ادي الي عدم تحمله الاحمال الواقعه عليه هو الدعم الخشبي الذي لايمكن ان يتحمل الاحمال الواقعه علي العمود الحديد لان مقاومة الحديد للضغط اكبر بكثير من مقاومة الخشب مهما كان نوعه - وبالتالي فالعمود الحديد كان قادرا علي تحمل الاحمال الواقعه عليه ولكن عند نقل تلك الاحمال الي الارض اصبحت



مركزة في منطقة الدعم الخشبي - ولو حسبنا الاحمال اللي علي العمود سنجدها تفوق بمراحل قدرة الخشب علي تحملها - كما ان هذا الخشب مرتكز علي سطح الارض وليس علي قاعده خرسانيه فمن الممكن ان يكون الانهيار حصل بسبب غوص الخشب في التربه لعدم وجود مساحة توزيع كافييه لنقل الحمل الي الارض هذا لو افترضنا ان الخشب استطاع تحمل الاحمال المنقوله اليه

يعني الانهيار بسبب حاجتين الاولى هي ان الخشب انهيار بسبب حمل العمود الحديدي والثاني هو انهيار التربه تحت العمود الحديدي والدعم الخشب الخاص به

وكان من المفروض توزيع حمل العمود الحديدي علي التربه بان يتم دعم العمود الحديدي بكر حديد يلامس لسطح التربه - يعني عدم تركيز الحمل كله علي منطقة واحده اللي هي منطقه الدعم الخشبي

وسبب اخر هو ان طريقة دعم العمود الحديدي جانبيا غير كافيه - حيث ان الحمل الناتج عن الخرسانه بسمك 130 سم يعني المتر المربع يتحمل اكثر من 3 طن لمساحه مربعه 6 متر \* 6 متر تقريبا ولايمكن باي حال من الاحوال ان يتم تحميله علي 4 مسامير قطر كل منها واحد بوصه - خاصة ان الاحمال دي ستؤثر بالقص علي تلك المسامير

### رزق حجاوي إستشاري الهندسة المدنية

السلام عليكم

في البداية نيابة عن كل المهندسين المشاركين والمتابعين لموضوع " مشاكل تنفيذية وحلول هندسية" اشكر الادارة المشرفة على قسم الهندسية المدنية في ملتقى المهندسين العرب على تثبيت هذا الموضوع مع تمنياتي لكل المهندسين ممن لديهم مشاكل في التنفيذ او لديهم الرغبة في الاسهام بمواضيع مشابه لهذا الموضوع ان يتم طرحها هنا لتكون مرجعا لكل اعضاء المنتدى يسهل الرجوع اليها وبذلك تكون اكثر فائدة وكذلك اتمنى على الجميع بالمشاركة الهادفه بالموضوع لتثري النقاش والتقليل قدر الامكان من مشاركات الشكر والتهنئة وانا وجميع المشاركين نطمح للمشاركة الفعالة وان تكون في ميزان حسناتنا ولا نبتغي شيئا اخر.

والان نعود لموضوع انهيار اعمال الطوبار Collapse of Flying Formwork During Concrete Placement فالاسباب التي ذكرها الاخوة

-المهندس بشر  
-المهندس ايمن  
-المهندس محيي

كلها اسباب تؤدي الى انهيار الدعم اسفل الطوبار formwork الشدة وبالتالي انهيار الطوبار باكماله الواقع فوق الدعم. ولدراسه الاسباب التي الى الانهيار بطريقة هندسية من خلال الصور والرسومات المرفقة نعود للدراسة قبل البدء بالصب وطريقة الانهيار وشكل الانهيار وهذا كله يعطينا توجه نحو معرفة الاسباب للانهيار وبعد تحديد الاسباب التي ادت الى ذلك . ما هي الدروس والعبر من ذلك واين كان الخلل ؟.

اولا- تحديد مكان بدء الانهيار ؟

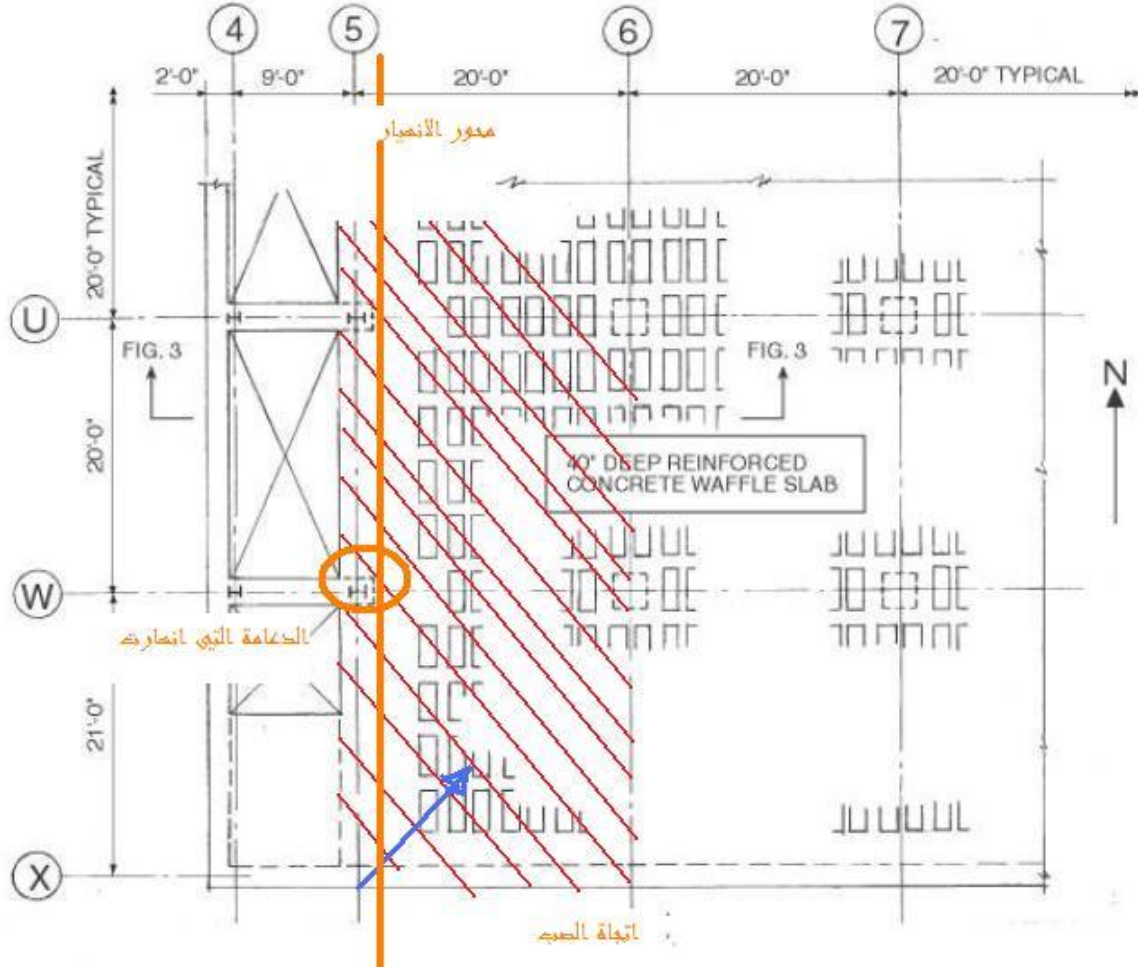
من الصور الاولى نجد ان بدء الانهيار بدأ على المحور ( باللون الاحمر).

www.zeallsoft.com

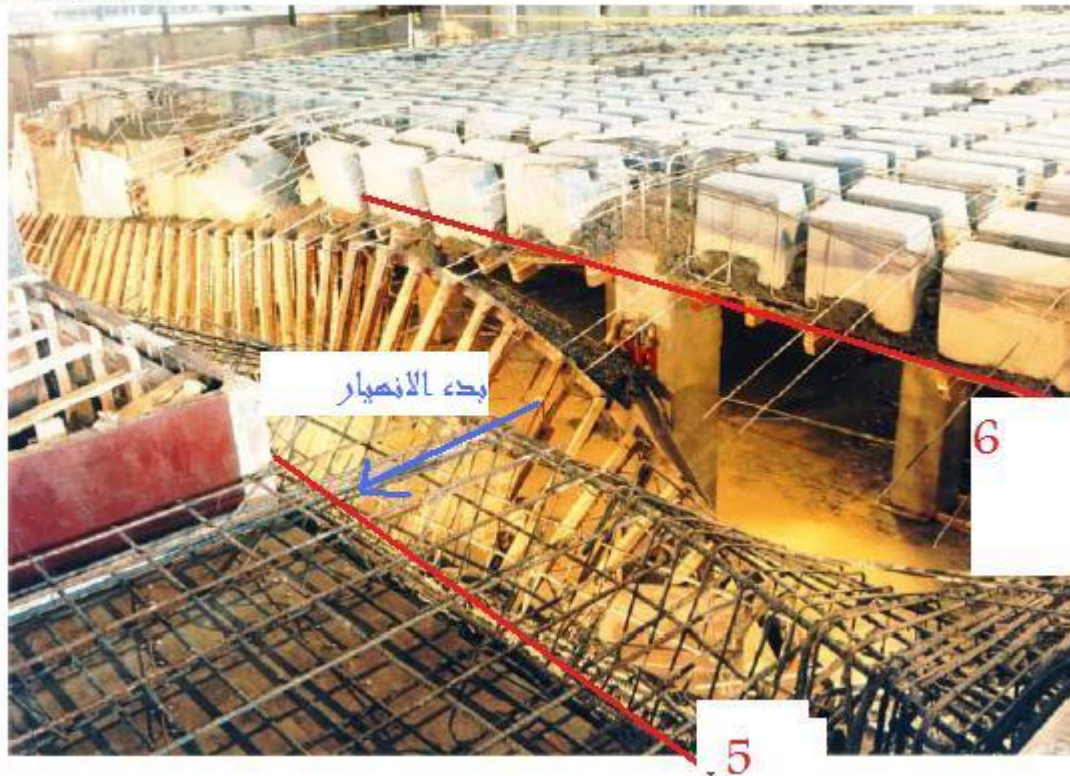


وكذلك حصول تحنيط = الالتواء Bucklin = وهذا بسبب الانهيار وليس بسبب الاحمال فكما نلاحظ ان كمية الصب لم تكتمل وكانت عبارة عن جزء من الاعصاب. rib  
وفي الصورة الثانية موضح عليها الاماكن التي تم صبها وخط الانهيار في الدعم  
!Error

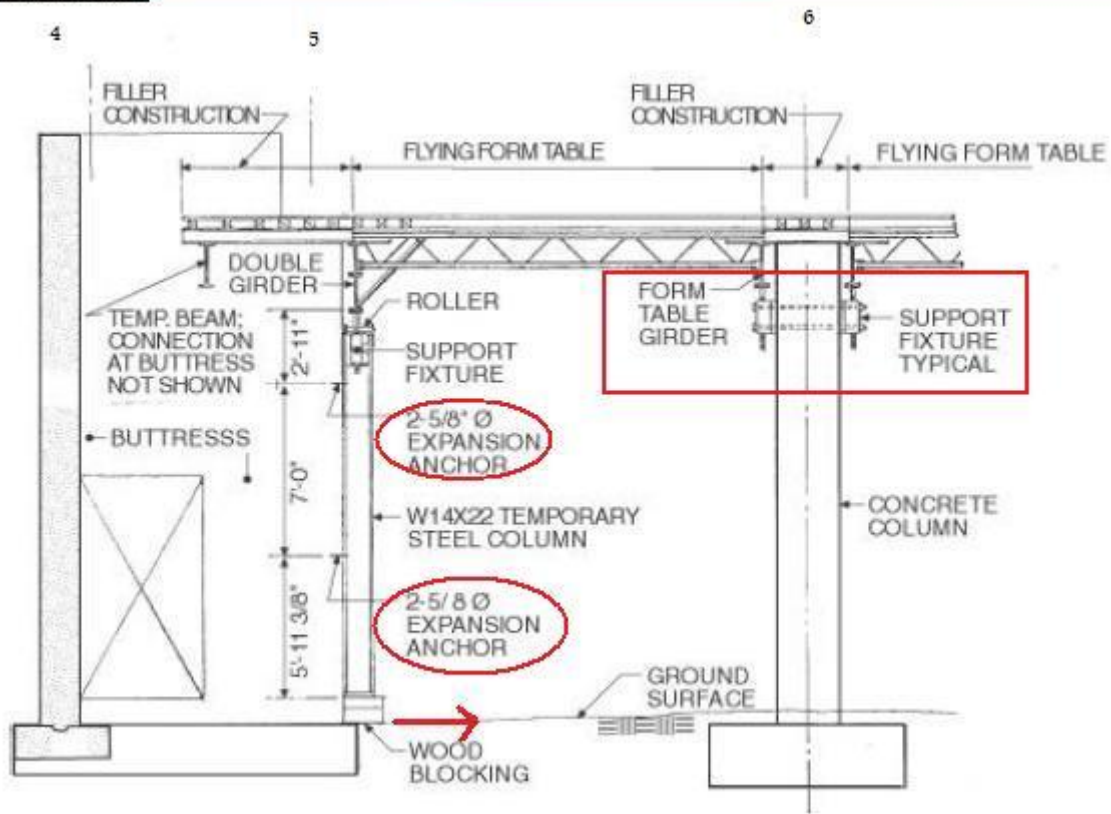
www.zeallsoft.com



ومن خلال المقطع لنظام الطوبار نلاحظ ان العمود المعدني W14X22 وانه تم تدعيم العمود لمنع التحنيط Buckling بسبب الاحمال الجانبية lateral Force والنتيجة عن التحميل اللامركزي Eccentric load والمناطق المدعمة ( الشكل البيضاوي) بقضبان قطر 8/5 انش عدد 2 وعلى مستويين ( بحدود ثلث الارتفاع من الاعلى والاسفل).  
ومن هنا نجد ان المخططات التنفيذية لاعمال الطوبار formwork قد تمت دراستها لكافة الاحمال والاحتمالات وبيئت الدعم الجانبي المطلوب لمنع التحنيط.  
ورغم ذلك حدث الانهيار لهذا العمود وتحت اقل بكثير من المصمم عليه ؟ فما هو سبب الانهيار.



!Error



1- اذا نظرنا الى الدعم اسفل العمود المعدني وبسبب عدم صب الارضية ( كما كان مطلوباً في المخططات التصميمية



للطوبار ( فتم اللجوء في الموقع) من قبل المتعهد الفرعي ) الى وضع قطع من الخشب وعلى طمم backfilling وليس المدة الارضية concrete ground slab كما هو مطلوب في المخططات.

www.zeallsoft.com



وتحت تأثير الاحمال بسبب الخرسانه ادى الى نقل الاحمال الى الخشب ومنها الارضية وبسبب عدم قدرتها لتحمل الضغط الناتج ادى الى هبوطها وهناك قوة عزم moment تؤثر الى الربط الجاني العلوي بسبب لامركزية التحميل ، ولكن هناك الدعم الجانبي ( قضبان التسليح قطر 5/8 انش عدد 4 ) وكما يعلم الجميع فان هذه القضبان لها قدرة تحمل على الشد وليس لا القدرة الكافية على تحمل قوى القص Shear force وبالتالي حدث انحناء لها اول ومن ثم القطع وهذا حدث للرباط العلوي للعمود المعدني في البداية ونتيجة لها الحمل الناتج عن العزم ادى الى انهيار الرباط الجانبي السفلي .

2- اذا حدث انقطاع في الدعم الجانبي فالذي نتوقعه ان يحصل هبوط في التربه ومن ثم العمود المعدني والطوبار ( وهذا ما يحدث عادة في البلاطات الطابق التسوية او الارضي والتي يتم تنفيذ الدعم post فيها على مواد طمم backfilling وليس على ارضية خرسانية) ولكن الذي حصل هو حركة للدعم ( افقية ) تحت الطوبار ؟؟ فما هي القوة التي ولدت هذه الحركة الافقية بدلا من الحركة العمودية بسبب الحمل الرأس Vertical Load

3- نعود للمخططات فنجد ان التحميل على العمود المعدني ليس عموديا لان نقل الحمل من الطوبار formwork يتم من خلال الدعم الطائر وهو موضح في الصورة رقم 5

www.zeallsoft.com



Figure 3: Top of formwork steel column showing



حيث ان هذا النوع من التحمل يكون لا مركزيا وبالتالي يكون الضغط على التربه اسفل العمود لا مركزيا وبالتالي يولد قوى عزم moment على الرابط الجانبي العلوي وكذلك يولد الضغط اسفل الخشب غير متساوي مما يولد حركة نحو على شكل منحنى curve نحو الخارج مما يؤدي الى اندفاع الخشب من اسفل العمود المعدني وبالتالي انهياره وانهيار اعمال الطوبار.

ومن خلال هذه الدراسة يتضح ما يلي:-

- 1- ضرورة وضع الدعم post لاعمال الطوبار formwork على ارضية خرسانية صلب وليس على اعمال الطمم backfilling او بيس كورس لان قدرة تحمل على الضغط اقل بكثير من الخرسانه وخصوصا اذا وصل الماء لاعمال الطمم. واذا كان لابد من الدعم فوق الطمم فيجب استخدام نظام الالواح وليس القطع.
- 2- التأكد من ان التحميل على الدعم post ان يكون مركزيا Axial load واذا كان التحميل لا مركزيا eccentricity load فيجب تأمين الدعم الجاني ضد التحنيب buckling والتأكد من قدرة المرباط على تحميل قوى الشد والقص Tension & Shear Force الناتج عن لامركزية التحميل.
- 3- تنفيذ اعمال الطوبار formwork حسب المخططات التصميمية وفي حال اختلافها عن الواقع مراجعة المصمم وعدم اتخاذ القرار بنفسه ( الدعم اسفل العمود المعدني لم تكن موضحة بالتفاصيل).
- 4- في البلاطة ذات الطبيعة الخاصة من حيث السماكة تحتاج الي التدقيق الكامل للحسابات الانشائية لنظام الطوبار والتأكد من جميع التفاصيل الخاصة بالدعم.
- 5- ان يقوم المصمم او من ينوب عنه ( ممثل المصمم) بالتدقيق على اعمال الطوبار ولا تترك للمقاول الفرعي فقط
- 6- أن الصب يجب أن يقف عند أقل shear تحياتي للجميع

## اطرح المشكلة التالية

asd314

عضو

واجهتني مشكلة وأود ان تشاركوني الحل فيها  
أتى الي أحد الاشخاص عنده منزل مكون من دور واحد فقط ... الصالة عنده طولها 9 متر فى عرض 5 متر .. الطول فيه 3 اعمدة على كل محور اى واحد فى اول الصالة وواحد فى المنتصف والآخر فى نهايتها وبالطبع موجودين فى جدران الصالة .... المشكلة انه بمجرد مرور الشخص سيرا فوق سطح الصالة اى على السقف من فوق يحت اهتزاز للبلاطة الانشائية واذا قام بالقفز فوق تلك البلاطة قفزا يسيرا يحدث اهتزاز ملحوظ بشدة ... ما الحل من وجهة نظركم لتلافي تلك المشكلة مع العلم ان سمك البلاطة تقريبا 16 سم بدون كمرات beams ساقطة وأشك حتى ان هناك كمرات مدفونة  
للعلم توصلت لحل ما سأقوم بتنفيذه بمشيئة الله ولكن أود ان تشاركوني الرأي فقد أصل لحل أفضل

رزق حجاوي

إستشاري الهندسة المدنية

كما فهمت المسألة منك فان ابعاد البلاطة slab سيكون من النوع بلاط فطرية solid flat slab وسيكون ابعادها 5\*9 متر وبالتالي يكون span = 5 m وان سماكة البلاطة thickness=16 cm وانه لا يوجد جسور ساقطة حول محيط البلاطة drop beams او في الوسط بين العمودين الوسطيين.  
من خلال الوصف السابق ستكون البلاطة عبارة عن بلاطة فطرية Flat slab مرتكزة ( محمولة ) على ستة اعمدة وليس كما يعتقد ( one way sloid slab لان البلاطة المصمته solid slab تحتاج الى جسور ساقطة drop beam في الاتجاه القصير على الاقل لتتنقل الحمل.  
والان تصبح المسألة انه يوجد بلاطة Flat slab with dimension 9 by 5 m محملة على ستة اعمدة column وبحساب مبدئي نجد ان السماكة 16 سم لا تكفي باي حال من الاحول وسيكون البهوط او السهم Deflection تحت تأثير الاحمال الحية live load كبيرا ويشعر اي شخص به على شكل اهتزاز ( مثل الضرب على الطبل حين يرتج الغشاء).

لحل هذه المشكلة :

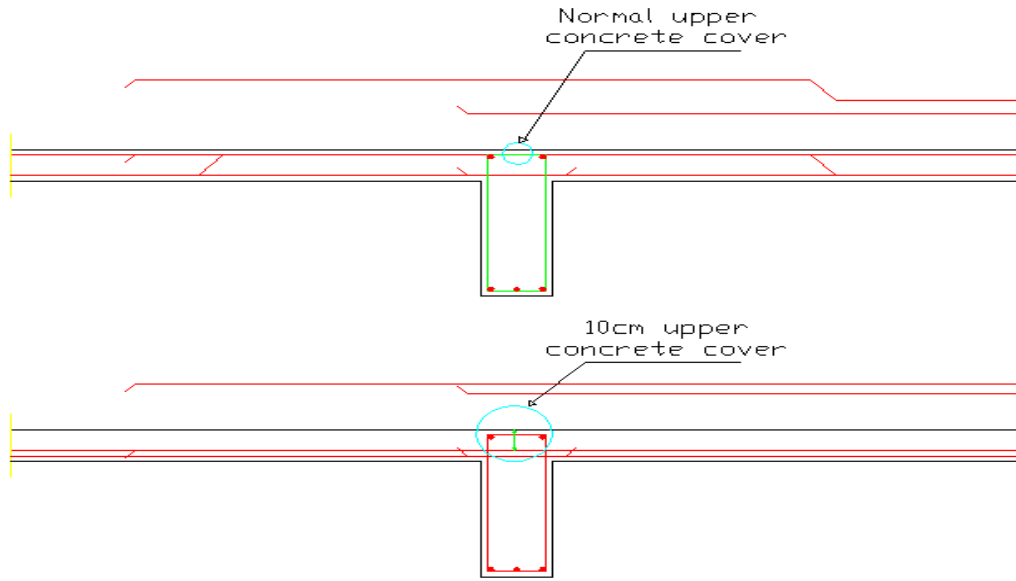
- 1- عمل جسر drop beam خرساني في وسط البلاطة ( بين العمودين الوسطيين)
- 2- يمكن استخدام جسر معدني I beam بين العمودين الوسطيين وتثبيتته على العمودين.

- 3- إزالة البلاط وزيادة سماكة البلاطة مع وضع شبكة تسليح علوية وعمل تشريك بين البلاطتين. dowels
- 4- هناك حل آخر وهو عمل composit section في وسط البلاطة بترتيب صفحية معدنية مع خرسانة البلاطة بواسطة طرق خاصة ( تم عمل هذا الحل في احد الفنادق حيث تم الغاء عمود وتقوية الجسر الخرساني بهذه الطريقة وهي مكلفة).
- إذا كان فهمي للمشكلة غير دقيق يرجى عمل سكتش بالصالة.

**إسلام علي**  
عضو متميز

هذا رسم للمشكلة

المفروض أن يكون



ما تم الصب عليه

الرسم الأول للتفصيل الصحيح للتكريب بالبلاطة والغطاء الخرساني 2.5 سم كما هو معلوم  
الرسم الثاني يوضح ما قام به الحداد أي أنه لم يكرّب التسليح في البلاطة إطلاقاً أي لم يضع حديد علوي وتم الصب فما  
المتوقع حدوثه..... وشكراً

**رزق حجاوي**  
إستشاري الهندسة المدنية

بالنسبة لسؤال المهندس بشر ونظرا لعدم وضع حديد علوي فوق الجسر للبلاطة المصممة solid slab فالذي سيحدث انه ستتشكل تشققات على جانبي الجسر وتكون موازية لطول الجسر حتى تشكل مفصل لدن plastic hing وعند هذه الحالة ستعمل البلاطة على اساس simply supported slab بدلا من بلاطة مستمرة continous slab وهذا يحدث بعد التحميل وكذلك من المتوقع ان يكون الهبوط deflection أكبر ويجب اعادة التصميم على اساس ان البلاطة ذات مجاز واحد one span وحديد التسليح وفق ما تنفيذه بالموقع والتأكد من قدرتها على تحمل الاحمال التصميمية والتأكد من الهبوط هل هو ضمن الحدود المسموح بها ام لا؟.

**asd314**  
عضو

لا تقلق يا باشمهندس بشر طالما السقف كمرّي تقوم كانات الكمر برفع حديد الشبكة للبلاطات تلقائيا بدون تكريب حيث انه من المفترض ان ارتفاع كانات الكمرات اقل 2.50 سم على الاكثر من نهاية منسوب صب البلاطة وعليه فلن يحدث اي تشققات او مشاكل



فعلا بان الحديد يتعمل زي ما انت كنت عاوز

صح لحد كده ؟؟؟؟؟؟؟؟؟ اعتقد صح

طب ما ممكن مهندس تاني يصمم السقف ده كل باكيه لوحدها - وساعتها الحل نفسه لا يفترض وجود عزوم سالبه لان مافيش استمراريه للبواكي وبالتالي كل المطلوب هو ان الحديد يركب الكمره بس ومش مطلوب ان يكون هناك تسليح علوي زي ما انت كنت عاوز - لان كل باكيه محسوبه علي انها بسيطة الارتكاز يعني العزوم الموجبه اكبر شويه من لو انها محسوبه مستمرة الارتكاز

وهو ده الحل اللي انت وصلته دلوقتي - بس كل الفرق بين الحلين هو انك تتأكد ان التسليح السفلي في منتصف البحر ممكن يتحمل العزوم علي اعتبار ان تلك العزوم ناتجه من كمره بسيطة الارتكاز والتسليح اللي انت ذكرته لازم يتشيك مع سمك البلاطه والبحر في الاتجاهين - لان ممكن التسليح ده يبيقي امن لو البحور صغيره او غير امن لو كبيره وكذلك سمك البلاطه كم ؟؟؟؟؟؟؟؟ لانه هايفرق ،،، والاحمال ،،،،،،،،، وهكذا يبقى الخلاصه ما تخافشي من العزوم العلويه لان اللي يتخاف منها وعليها هي العزوم الموجبه بعد تغيير التنفيذ عما هو مصمم عليه

## اطرح المشكلة التالية

**رزق حجاوي**  
استشاري الهندسة المدنية

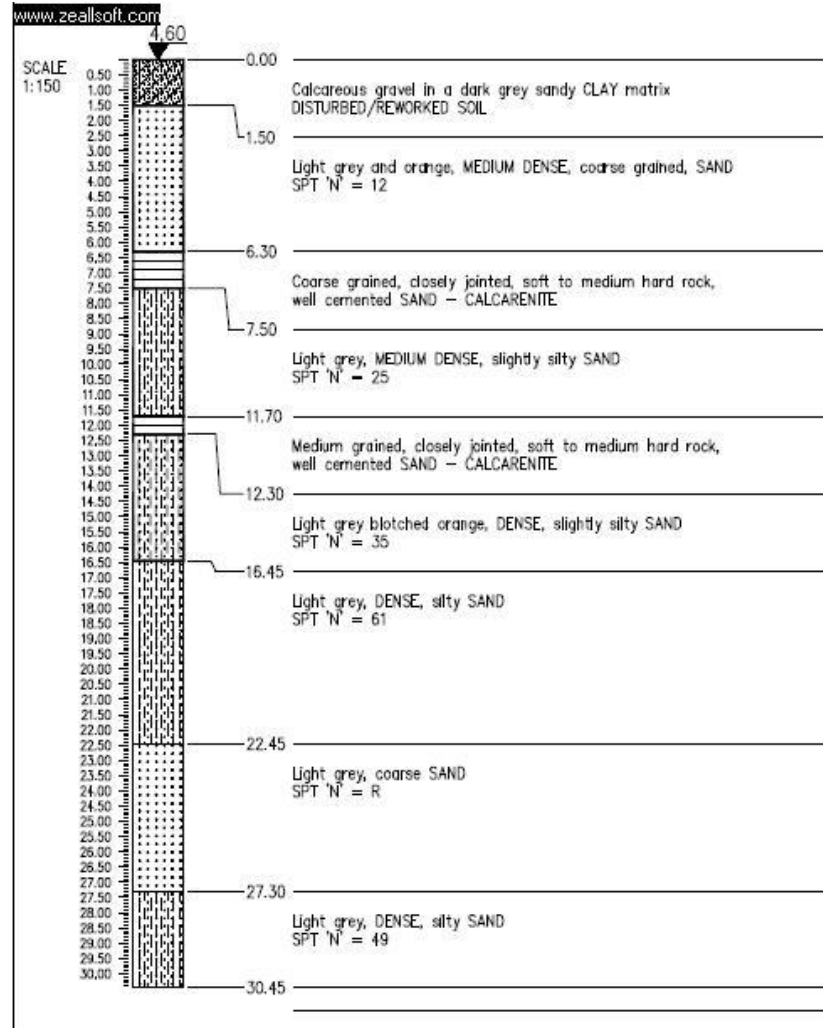
من سلسلة مشاكل تنفيذية وحلول هندسية سأطرح اليوم مشكلة تحدث عندما يطلب انشاء مبنى في قطعة ارض محصورة بين أبنية قائمة وعمق الحفر كبير والتربة من النوعية سهلة الانهيار وهناك مياه جوفية. لدينا مبنى حسب الشكل المرفق وهو عبارة عن مبنى برجي بارتفاع 32 طابق فوق الارض وطابقين تحت الارض basement floor حيث يلاحظ ان محاط من جهتين بأبنية ( لها اقبية Basement floors مشار لها بسهم احمر) اما الجهتين الاخرتين فهي على شوارع مكتظة . وقد تقرر ان يتم تنفيذ الاساس من raft foundation supported on piles





اما خواص التربة فهي متغيرة بين sand to silty sand وكان هناك مياه جوفية بسبب قربها من البحر كما في الشكل المرفق





كان معدل منسوب الارض الطبيعية بحدود 5 م اما منسوب الحفر فكان متغير واقلها -4.0 متر وبالتالي يكون عمق الحفر 9 م.

والسؤال الان كيف يمكن حفر الاساسات للمبنى دون ان تؤثر على اساسات الابنية المحيطة وكذلك الشوارع والتي تحوي خدمات.

ما هو نظام دعم الحفر الممكن استخدامة shoring system؟؟  
 بانتظار المشاركات باقتراح الحلول وسيتم التعليق على كل طريقة حل وفيما بعد ساقدم الحل الذي تم تبنيه في التصميم ومن ثم تم تنفيذه والصور المرفقة للمبنى بعد تنفيذه (8134)  
 مع تحياتي للجميع

**إسلام علي**

**عضو متميز**

سبحان الله خطر ببالي خوازيق سند الحفر المسلحة/غير مسلحة بالتقاطع والتبادل لاول وهلة وقمت بالبحث داخل حافظة الكتب عندي لكن لم أجد المحاضرات بها وزعلت جداً لأنني حبيت تكون محاولتي للإجابة دقيقة لكن سبحان الله في منتدى آخر وبالصدفة وجدت موضوع طازرة يشرح هذا النوع من سند التربة بالصور كمان !! وما هي صورة للخوازيق التي تصب على عمق أكبر من عمق الحفر وهي خوازيق مرة مسلحة ومرة ليست مسلحة لعمل جدار ساند مستمر ويتم دراستها وتحديد تسليحها وقطرها حسب الظروف وهي ناجحة في ظروف المياه الجوفية العالية المنسوب وأيضاً أماكن العمل الضيقة ولا تحتاج لنزح مياه مستمر لكامل المنطقة وهي تصب أولاً لكامل الموقع ثم نبدأ بالحفر

صورة بعد الحفر

مقطع للخوازيق

## صورة لمكن الحفر



وهي تصلح للتربة الغير متماسكة ويسمى هذا النوع من الاوتاد **Secant Pile walls**

**asd314**

عضو

بداية استغرقت 3 ايام فى قراءة واستيعاب كل ما دار فى هذا الباب من بدايته وقد هالني كم الخبرات التي يتمتع بها رواده وعلى رأسهم صاحب الباب م / رزق ... جزاه الله كل الخير عما يقوم به بخصوص المشكلة الاخيرة فقد تعرضت لها شخصيا وكان الحل بحفر المبنى وترك مسافة من 2 -3 متر بدون حفر مؤقتا بجانب الجار مع تثبيت جوانب الحفر جيدا باستخدام الواح راسية لسند جوانب الحفر لمنع انهياره كما تستخدم مثبتات على جوانب الحفر تمنع نفاذية الماء حتى يقل الماء النازح من تحت اساس الجار والقيام بكل اعمال الاساسات المطلوبة فى الجزء المحفور ثم يتم حفر الجزء المتبقى ونقل الواح السند بجوار اساسات الجار مباشرة واستكمال الاساسات فى منطقة الفاصل المتروك سابقا

**رزق حجاوي**

إستشاري الهندسة المدنية

اقتباس:

سبحان الله خطر ببالي خوازيق سند الحفر المسلحة/غير مسلحة بالتقاطع والتبادل لاول وهلة وقمت بالبحث داخل حافظة الكتب عندى لكن لم أجد المحاضرات بها وزعلت جداً لأنني حبيت تكون محاولتي للإجابة دقيقة لكن سبحان الله في منتدى آخر وبالصدفة وجدت موضوع طازة يشرح هذا النوع من سند التربة بالصور كمان !! وها هي صورة للخوازيق التي تصب على عمق أكبر من عمق الحفر وهيخوزايق مرة مسلحة ومرة ليست مسلحة لعمل جدار ساند مستمر ويتم دراستها وتحديد تسليحها وقطرها حسب الظروف وهي ناجحة في ظروف المياه الجوفية العالية المنسوب أيضاً أماكن العمل الضيقة ولا تحتاج لنزح مياه مستمر لكامل المنطقة وهي تصب أولاً لكامل الموقع ثم تبدأ بالحفر

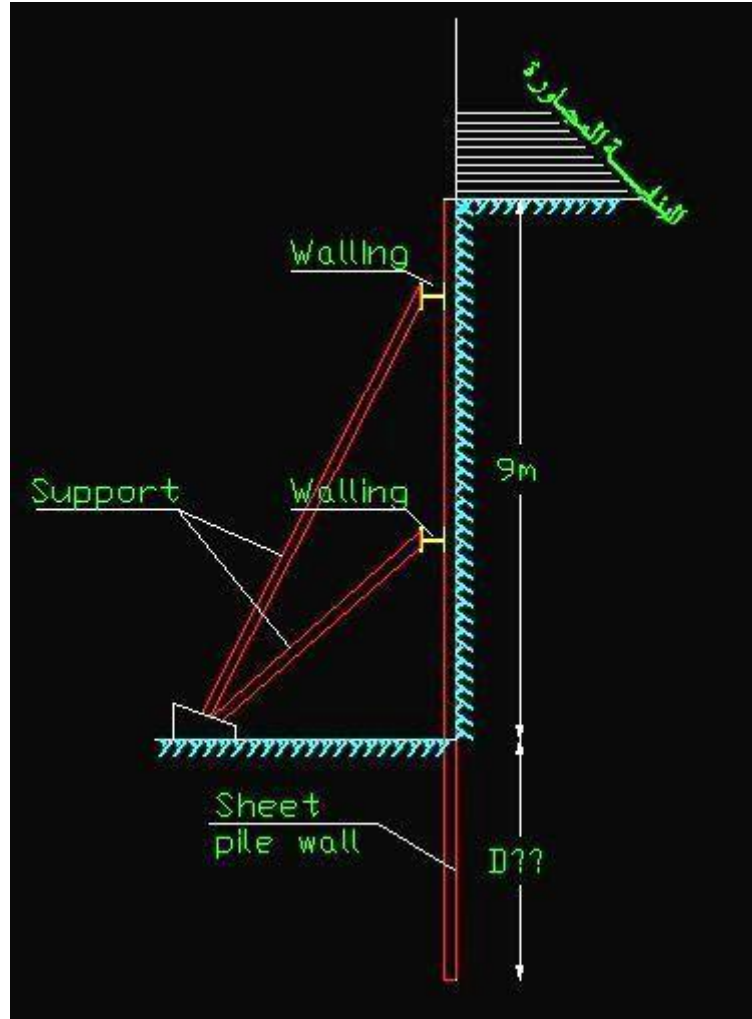
إذا تأملنا شروط العمل نجد ان الاوتاد المتلاصقة **Secant Pile Wall** لوحدها لا تكفي للحل وحدها هنا فهذه الاوتاد تحمل جسر كابولي مثبت بالأرض **Cantilever Beam** وطول 9 م **span** ونتيجة الضغط من التربة والمياه الجوفية اساسات المبنى الملاصق نجد ان سيكون قطر الاوتاد كبيراً وغير اقتصادي.

اقتباس:

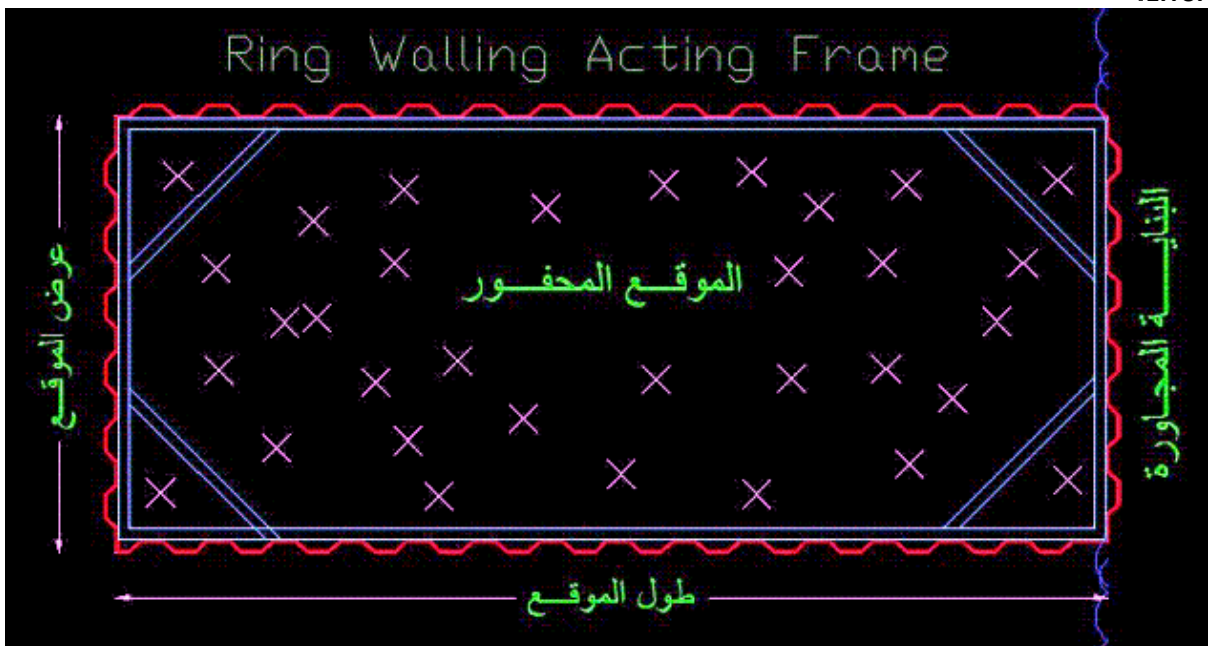
بداية استغرقت 3 ايام فى قراءة واستيعاب كل ما دار فى هذا الباب من بدايته وقد هالني كم الخبرات التي يتمتع بها رواده وعلى رأسهم صاحب الباب م / رزق ... جزاه الله كل الخير عما يقوم به بخصوص المشكلة الاخيرة فقد تعرضت لها شخصيا وكان الحل بحفر المبنى وترك مسافة من 2 -3 متر بدون حفر مؤقتا بجانب الجار مع تثبيت جوانب الحفر جيدا باستخدام الواح راسية لسند جوانب الحفر لمنع انهياره كما تستخدم مثبتات على جوانب الحفر تمنع نفاذية الماء حتى يقل الماء النازح من تحت اساس الجار والقيام بكل اعمال الاساسات المطلوبة فى الجزء المحفور ثم يتم حفر الجزء المتبقى ونقل الواح السند بجوار اساسات الجار مباشرة واستكمال الاساسات فى منطقة الفاصل المتروك سابقا.

2- المبنى المراد انشاؤه والمبنى المجاور متلاصقين تماما كما هو واضح في الصمر  
اذلك نحتاج الى افكار اخرى لحل هذه المشكلة وبانتظار المشاركات في هذا الموضوع.

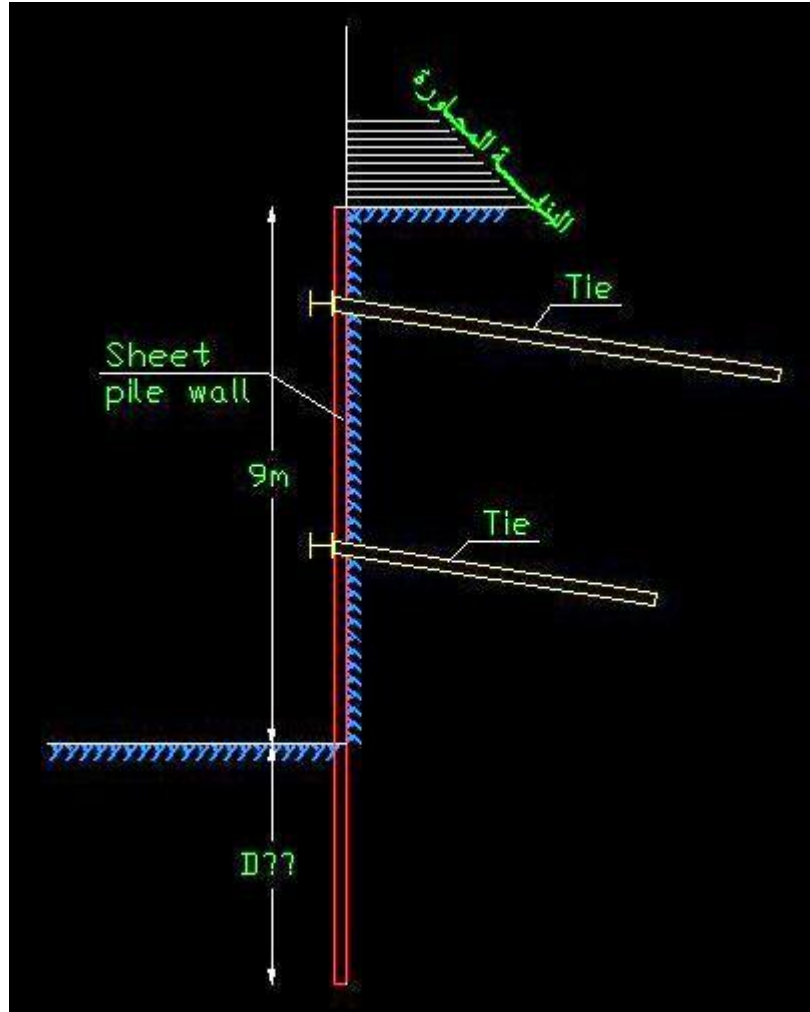
1- ندق ستائر لوحية بمحاذاة الجار تماماً ثم ندعها بعد الحفر كما بالشكل لكنني لا اعلم هل يمكن تنفيذ اللبشة الخازوقية مع وجود هذه الدعام بالموقع ربما الجزء الذي ننفذه منها نخلي المكان حتى إذا شكت الخرسانة نعيد التثبيت واحدة واحدة حتى نكمل المنطقة الحرجة



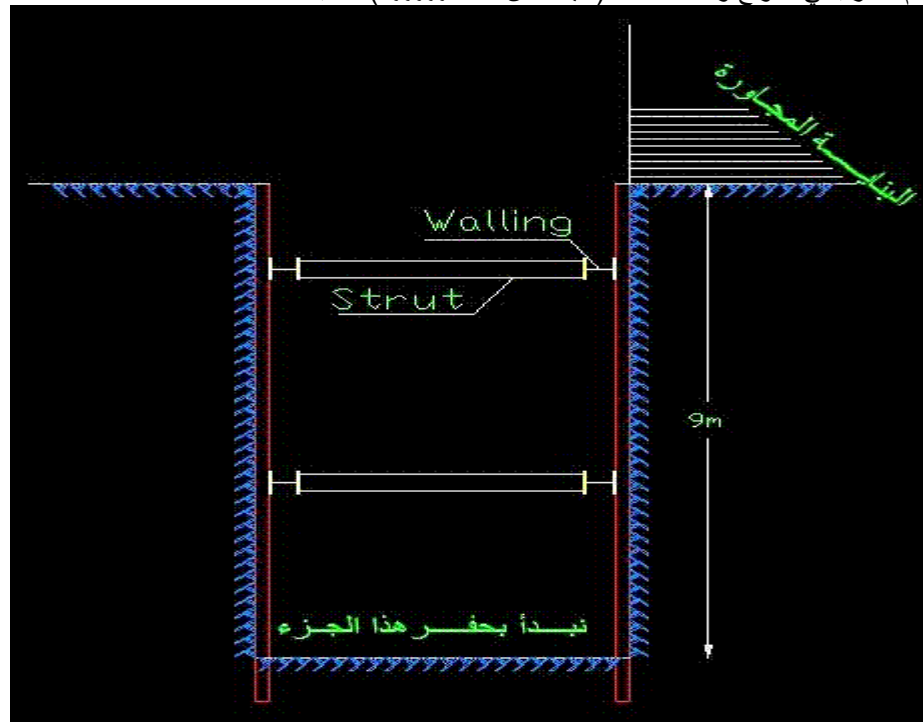
1- أو نستخدم الإحاطة الحلقية التي تعمل كفرام أكشن كما بالشكل لا اعلم هل تتحمل احمال الجار أم لا  
!Error



3- أو نعمل تدعيم للسوائل بواشدة أربطة تايز لكن أيضاً لا أعلم هل يمكن إدخال هذه الأربطة داخل التربة تحت الجار وكيف نثبت التاي لأنه لابد له من شيء يتمسك به وكما بالشكل



**وأخيراً 4 -** نبدأ بحفر الجزء المجاور للجدار ثم ندعمه بالطريقة المبسطة ثم نصب الخوازيق واللبشة جزئياً ثم نردم الجزء ثم نحفر باقي الموقع ونكمل العمل (خيال مش كده هههههههه) كما بالشكل





>>>>>>>>>> ههههههههههههه لم يخطر ببالي هذا الحل لانه من الناحية القانونية لا يمكن فعل ذلك وهناك جهات اخرى عليها شورا رئيسية لا يمكن تنفيذ هذا الاقتراح  
أسف مشاركتي المصورة الأخيرة جاءت قبل ما أرى مشاركة حضرتك الأخيرة  
ومنتظرين الجواب الشافي

ان عملية صب الكونكريت خلال الامطار الغزيرة ممكنة اذا كان الجزء المراد صبه ليس ذو مساحة سطحية واسعة اعني اذا كان جدار او عمود او ما شاكل ذلك ، ولكن لايمكن صب المساحات السطحية الواسعة كالسقوف او الطرق او الساحات حيث ان الامطار الغزيرة تؤدي الى غسل وجه الخرسانة وبالتالي ضعف السطح واذاكان لابد من الصب فعلينا تغطية المنطقة بما يشبه الخيمة لمنع تأثير مياه الامطار ولاننسى ان لهذه المياه قوة اصطدام مؤثرة تجعل لها القابلية على عمل حفر في الخرسانة.

## رزق حجاوي إستشاري الهندسة المدنية

السلام عليكم  
في البداية اشكر المهندس بشر والمهندس على مشاركته ومحاولته لطرح الحلول الممكنة لهذه المشكلة والتي تصادفنا كثيرا في الحياة العملية وخصوصا في منطقة الخليج.  
ان اهدف من هذه السلسلة هي المشاركة الفاعلة في محاولة وضع الحلول الممكنة لاي مشكلة هندسية ومن ثم مناقشة هذه الحلول ومدى امكانية تنفيذها حتى يتم التوصل للحل الافضل من الناحية الهندسية وطرح مثل هذه المواضيع هي محاولة لنشر مفهوم التحليل المنطقي للمشكلة ومن ثم طرحها ومناقشتها بشكل جماعي . لذلك اترك وقت كافي بين طرح المشكلة والحل لها بانتظار المشاركات الفعالة ولكن للأسف يكون العدد قليل جدا ولا يتجاوز اصابع اليد الواحدة هذا هو الجانب المظلم في هذه الزاوية اما الجانب المضيئ فعلا فهو عدد المطالعات لهذا الباب فقد كانت بحدود 917 اي بمعدل 100 مطالعة في اليوم. وهذا معدل مرتفع ولا يسعني هنا الا ان اشكر ادارة المنتدى جميعا لما يبذلوه من نشر الفائدة لدى اكبر عدد من المهندسين وكان ذلك من خلال تثبيت هذا الموضوع ووضع اعلانات تشير له من خلال اللوحة المتغيرة للمواضيع المهمة.

اعود الان للمشاركة موضوع البحث

لكي اذكر قليلا بمعطيات الموضوع

- المبنى Tower Building بارتفاع 32 طابق floor

- المبنى محاط من جهتين بمباني واحدى الجهات المبنيان متلاصقان بالاساسات.

- التربة من النوع السليتي الرملي sitly Sand

- منسوب المياه الجوفية مرتفع وقريب من سطح الارض.

- عمق التأسيس -9.00 م من منسوب الارض الطبيعية.

### المطلوب تنفيذ المبنى ضمن هذه الشروط؟

1- قبل البدء بالعمل في الحفريات تمت عملية نزع المياه الجوفية Dewatering وذلك من خلال عمل عدد من الابار Wells وتركيب شبة تصريف تصل بين هذه الابار ومن ثم تصريفها الى شبكة مياه الامطار في المنطقة المحيطة حسب الصورة المرفقة.



### **2- المرحلة الثانية تنفيذ Secant Pile Wall**

نظرا للعمق الكبير للحفر فان تنفيذ الاوتاد المتداخلة بدون دعم لا يمكن ويكون الدعم بالعادة بواسطة Anchor Tie Rod كما في الصورة المرفقة





ولكن مثل هذا النوع من الدعم كان من غير الممكن تنفيذه بسبب نوعية التربة وقرب اساسات المباني والخدمات من ارض المشروع لذلك اقترح حل اخر وهو موضوع المناقشه لهذه المشكلة وساتي اليه بالتفصيل .

**Error**



لا حظ اساسات المباني المجاور

Dewatering System

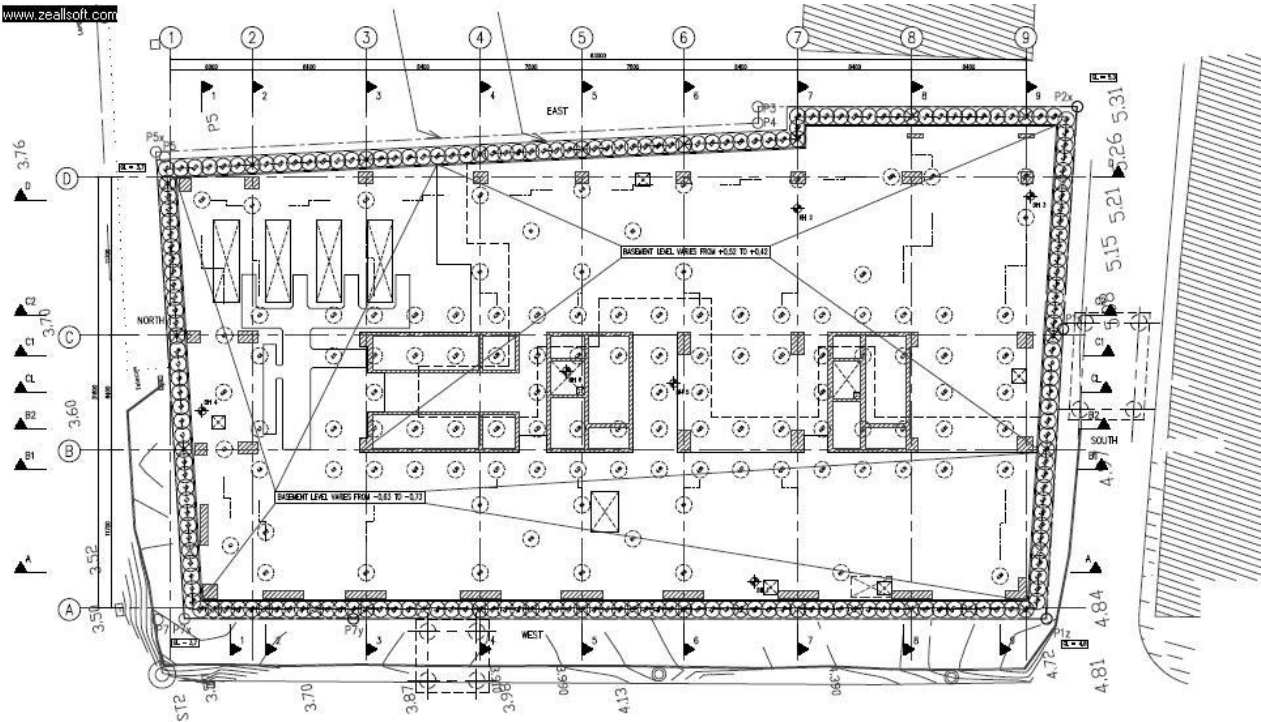


وقد تم تنفيذ secant pile wall على كامل محيط الارض كما في الصورة المرفقة



أعمال تنفيذ Piles في الموقع

!Error

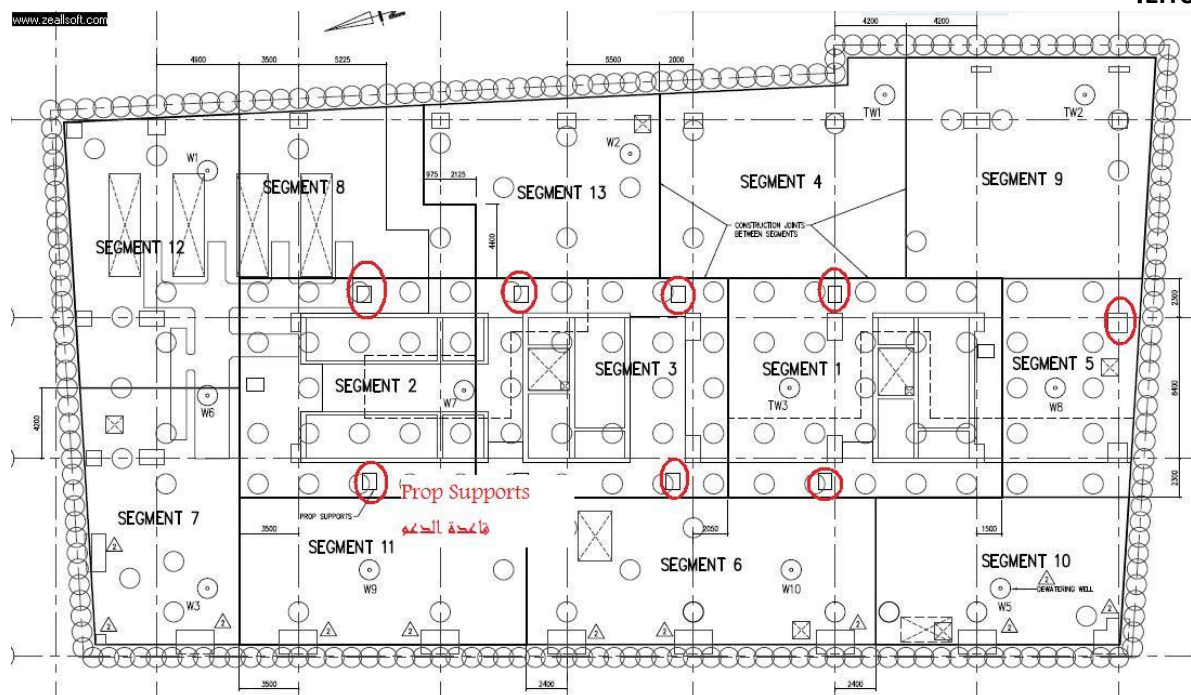


3- طريقة الدعم Secant Pile Wall

للتغلب على مشكلة ضغط التربة والاساسات على secant pile ونظرا لعدم امكانية عمل Anchoring لها تم وضع

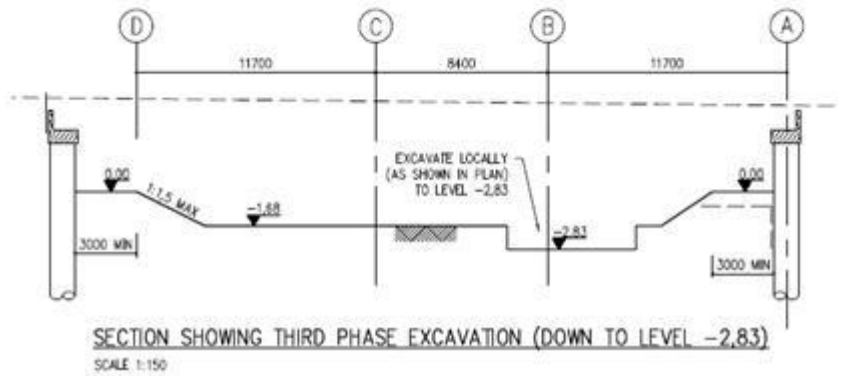
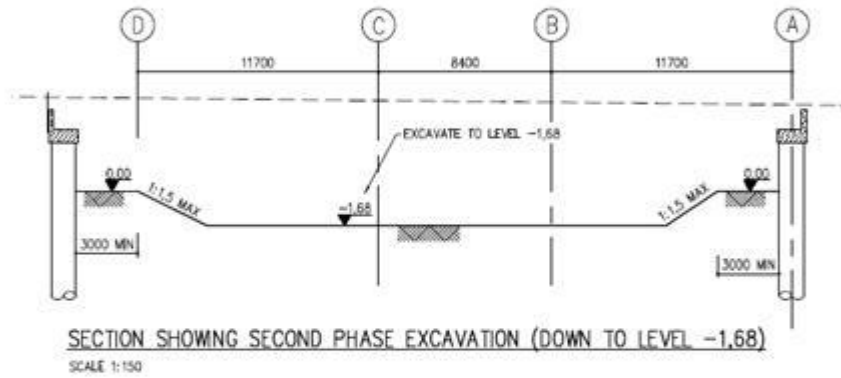
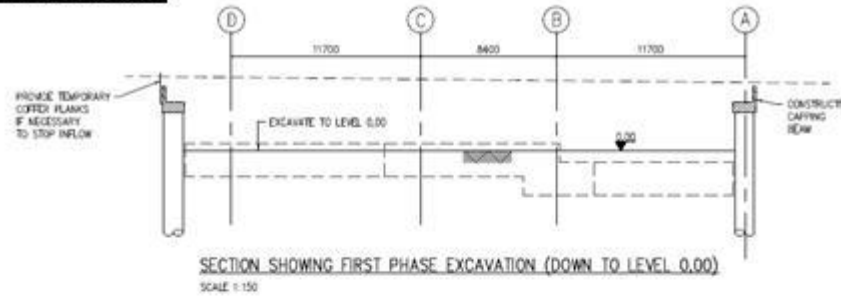
اسلوب تنفيذ قاعدة المبنى Raft Foundation على مراحل 13 Segments (Stages) وان يتم الدعم في كل مرحلة حسب الصور المرفق.

**Error**



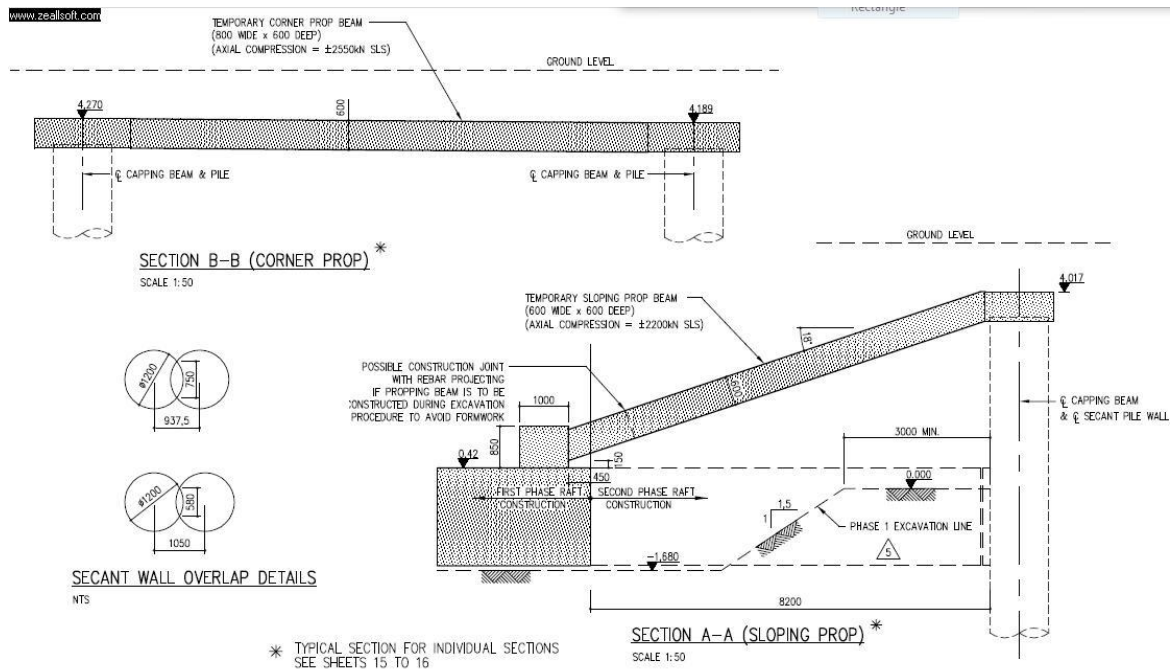
4- عملية الحفر المرحلة Excavation كانت حسب الترتيب التالي.





5- عملية الصب والدعم support كانت حسب الترتيب التالي.

!Error



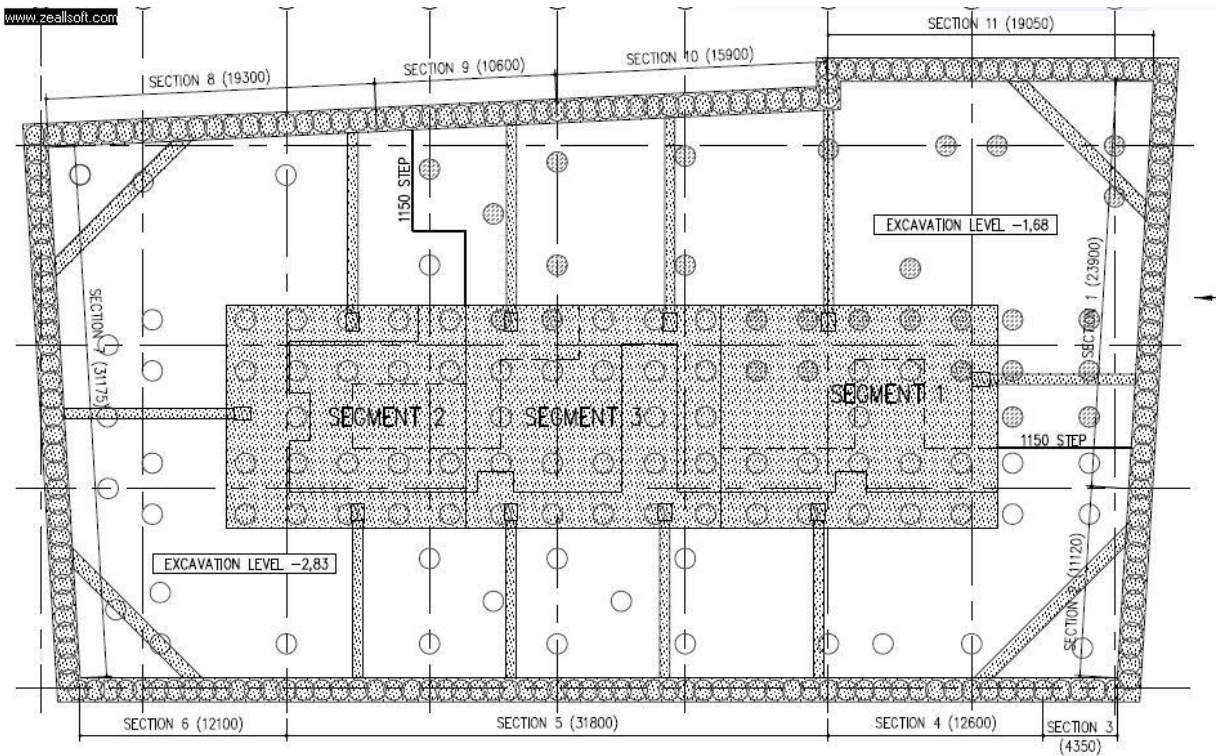
Support Method For Secant Pile Wall



صب المرحلة الاولى من Raft

!Error



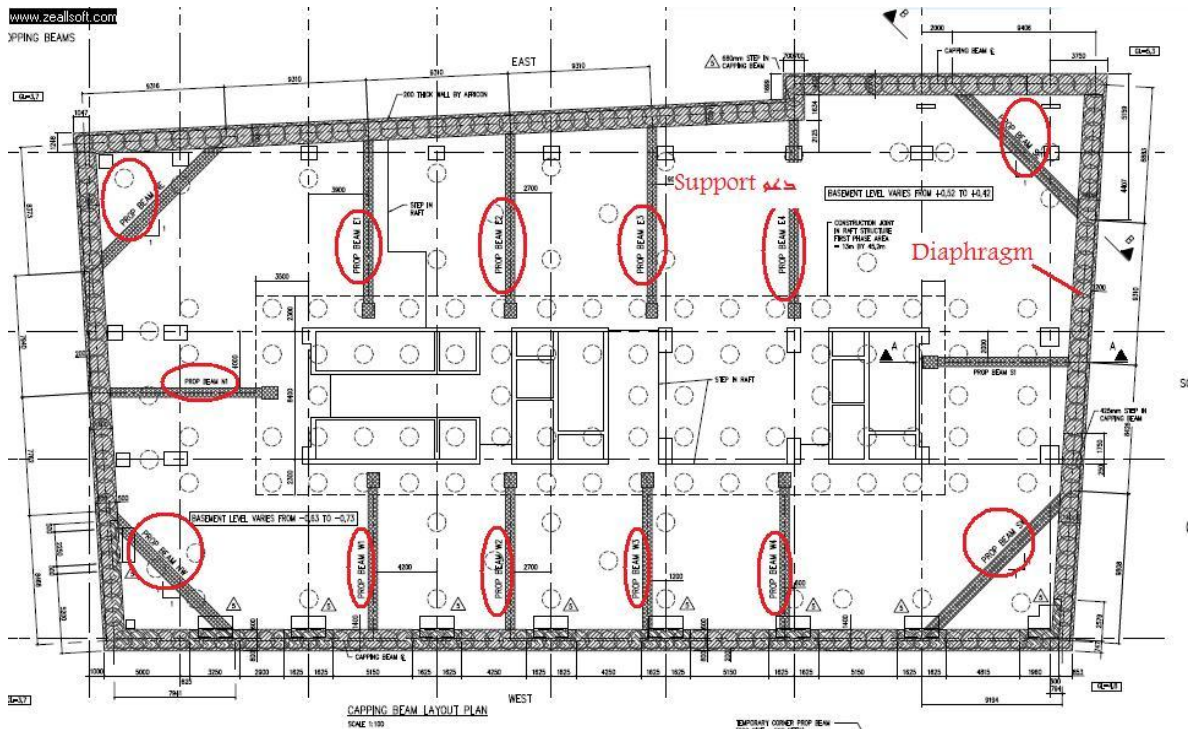


PLAN 4 SHOWING FINAL PHASE EXCAVATION (DOWN TO LEVELS -1.68 & -2.83 AS SHOWN)

SCALE 1:200

APPROVAL

**!Error**



Plan for Final support to Secant Pile Wall

وبهذه الطريقة تمت عملية الدعم عند الانتهاء من صب Raft Foundation تم ربط Secant Pile Wall عند منسوب البلاطات Slab level وبعد ذلك ازالة الدعم.

اتمنى ان اكون قد اوضحت طريقة استخدام الدعم المرحلى بالقواعد للتنفيذ مبنى على تربة ضعيفة بجانبها ابنية ملاصقة.



صورة للمبنى بعد انتهاء التنفيذ  
والى اللقاء في مشكلة تنفيذية اخرى وحلول هندسية لها.  
اتمنى ممن لديه مشكله تنفيذية او واجهة مشكله تنفيذية وتم الحل لها بطريقة هندسية ان يفيدنا بخبرته في هذا المجال لنشر  
المفهوم الهندسي المنطقي لحل المشاكل التنفيذية.

## اطرح المشكلة التالية

**أبو حسن المهندس**  
عضو فعال

لدي مشكلة صغيرة واجهتني في الموقع وهي  
أثناء حفر أساسات أيزوليتيت فوتوتق وجدت تحت أحد الأساسات بئر لتصريف مياه السبّتك تانك قديمة مدفونة قديما  
بترية لوس lose فما هو التصميم المناسب لعلاج المشكلة او كيف نتصرف معاها هل بتغيير التصميم أم حفر البئر  
ودفنها بترية مختارة ام صبها خرسانة ام هناك حل آخر أفيدوننا يا أهل الخبرة اثابكم الله

**رزق حجاوي**  
استشاري الهندسة المدنية

- بخصوص المشكله هناك عدة حلول
- 1- تنظيف البئر من الاتربة والاوساخ حتى الوصول الى التربة الصلبه صالحة للتأسيس
  - 2- اذا حجم البئر غير كبير فيمكن استخدام الخرسانه ( درجة 200 كغم / سم2 ) ولا مانع من استخدام الدبش small stone مع الخرسانه بحيث يكون القطر عن 100 ملم ونسبة الدبش ( الحجاره = الزلط ) عن 30 % من حجم الخرسانه.
  - 3- اذا كان الحجم كبيرا او رغبت بالتوفير فيكون باستخدام الطمم = الدفان back fill بمواد مناسبة base coarse وعلى طبقات كل طبقة 30 سم وتكون درجة الدك حسب بروكتور المعدل لا تقل عن 90-95%.

المشاركة الأصلية كتبت بواسطة asd314 ▶  
أود ان اتقدم بخالص شكري وتقديري اليك باشمهندس رزق  
حقيقي المشاركة الاخيرة بتاعة الاساسات دي فوق الممتازة واستفدت منها كثيرا  
لي بعض الاستفسارات عن اشياء لم افهمها ربما لقلة خبرتي في هذا المجال  
حضرتك بتقول ان ( للتغلب على مشكلة ضغط التربة والاساسات على secant pile ونظرا لعدم امكانية عمل  
Anchoring لها تم وضع اسلوب تنفيذ قاعدة المبنى Raft Foundation على مراحل 13 Segments  
(Stages) وان يتم الدعم في كل مرحلة ( ايه سبب عدم امكانية عمل انكور للبايلات .. يا ريت توضيح اكثر لتلك  
النقطة  
بردو حضرتك بتقول ( فى الرسم قاعدة الدعم ) ايه هي بالضبط قاعدة الدعم دي وايه مواصفاتها وفائدتها  
وجزاك الله خيرا

اشكر لك على اهتمامك.  
ساوضح لك اكثر لم يكن هناك امكانية عمل Anchorage لمجموعة secant pile wall بسبب ان وجود طوابق تسوية  
وكذلك اساسات المباني المجاورة اما جهة الشوارع فقد كان هناك خدمات الصرف الصحي والمطر وكان هناك خوف من  
تقاطعها وكذلك بسبب ضعف التربة لذلك كان الحل بسند هذا الجدار من الاوتاد المتداخلة عن طريق دعمها بقاعدة المبنى  
والتي كانت عبارة عن حصيرة = رافت raft foundation ولكن في تنفيذ القاعدة مرة واحدة كانت مشكلة ايضا لانها  
ستلاصق الجدار لذلك تم تقسيم صب القاعدة الى عدة مراحل 13 وكذلك بعد انتهاء كل مرحلة صب دعم الجدار بالجزء  
المصوب كما تم شرحه بالمخططات.  
وكما ذكرت بان مثل هذه المشاكل بالتنفيذ والحلول لها تحتاج الى خبرة طويلة بالتنفيذ ومعرفة كاملة باصول التصميم  
والعكس صحيح كما في حالتنا حيث تم اخذ طريقة التنفيذ في مرحلة التصميم حيث كان من واجب المصمم ان يقدم  
المخططات التنفيذية shop drawing بالاضافة للمخططات التصميمية وحقيقة هذا غير معمول به في بلادنا العربية  
حيث يعتمد على المخططات التنفيذية على المقاول وليس المصمم كما هو في البلاد الغربية حيث من واجب المصمم عمل  
كافة المخططات وحتى مخططات تفريد حديد التسليح وعمل التطابق بين كافة المخططات المعمارية والانشائية  
والكهروميكانيك وتقديم مخططات تفصيلية تبين نقاط التقاطع وطريقة الحل لها.

## اطرح المشكلة التالية

المشاركة الأصلية كتبت بواسطة خالد طاهر 2000 ▶  
انا اعلم مهندس مقاوم وقد واجهتني مشكله باحد الفيلا التي اقوم بتنفيذها و هي ان بعد صب احد الادوار واثناء فك  
رقاب الاعمده وجدت احد الاعمده و الخرسانه منفصله به تماما بارتفاع 10 سم و بكامل عرض العمود و نافذه من  
الناحيتين حيث ان حديد الكمر بهذه الرقبه كان كثيف لدرجه انه منع الخرسانه من النزول الي الرقبه قمنا بعمل حقن  
بالجروت لهذه الرقبه طبقا لطريقه المرفقه بال نشره مع شكاير الجروت سؤالي هو هل هذا الحل كافى و سليم او لا  
و اذا كان لا فما هو الحل الصحيح لهذه الرقبه ؟؟؟؟؟

اشكر لك مشاركتك

بخصوص سؤالك في البداية افضل ان نمنع حدوث مثل هذه الحالة وهي طريقة سهله وبذلك بتحديد منسوب الصب  
للاعمدة ( مع منسوب اسفل الجسر ) وبهذه الطريقة نضمن حصول التعشيش ( فراغ اعلى العمود ) اتوقع انه تم صب  
الاعمدة مع البلاطة في ان واحد وهذا خطأ لان مشكلة كثيرة والطريقة الثانية هي التأكد من ابعاد القضبان السفلية عن  
بعضها البعض بحيث لا تقل عن 1.5 مرة قطر اكبر حجم حصويات ( ركام ) مستخدم  
اما الطريقة المثلى للاصلاح في مثل هذه الحالة  
1- دعم الجسور والبلاطة المحيطة بالعمود قبل البدء بالعمل.  
2- تكسير كل الخرسانه في منطقة الفراغ ( التعشيش ) حتى الوصول للخرسانه الصلدة.  
3- استخدام مواد تساعد على التماسك بين الخرسانه والحديد حيث يتم الخرسانه والحديد.  
4- تكسير جوانب الاعمدة بالكامل للمنطقة التي تم تكسيرها.



- 5- عمل فتحتين جانبيتين للعمود ( من كل جهة فتحة). بحيث يكون اعلى الفتحة اعلى من منسوب اعلى العمود.
- 6- الصب من خلال الفترة باستخدام مواد non shrinkage حتى تخرج الخرسانه من الجهة المقابله ولمنسوب اعلى من الصب للعمود ( اعلى من منسوب التقاء اسفل الجسر للعمود) لاننا بهذه الطريقة نضمن انا الخرسانه ( grout ) قد وصلت لكامل الفراغ وحصل التماسك.
- وبعد فك جوانب الطوبار; formwor; نتأكد من عدم وجود اي فراغ بين الخرسانه الجديدة والقديمة.

### خالد أوزقان

عضو فعال جدا

مبني دورين بعد صب اعمدة الدور الارضي لوحظ وجود تعشيش او بمعنى اخر فراغات عند اسفل الاعمدة عند اتصالها ببلاطة الارضية التعشيش بدرجات متفاوتة وارتفاع المنطقة التي بها تعشيش تتراوح من 5 الي 15 سم من الارض من ارتفاع العمود و بالفحص السريع وعمل ثقب حتي 2 سم كانت ايضا الخرسانة معششة مع ملاحظة قلة المونة في هذه المنطقة السفلية التعشيش كان احيانا في جانب واحد قرب الاركان و احيانا كان في اكثر من جانب

والسؤال هو هل يمكن ان يحدث التعشيش عمليا بكامل او في اجزاء كبيرة من قطاع العمود في المنطقة المعيبة ام هو في ناحية الغطاء الخارجي

ما هي الاسباب هل قلة الدمك ام زيادته ام عيب بالخلطة

ما هي الحلول

هدم الاعمدة ام علاجها

طبعاً بالنظر من بعيد لن تجد فراغات كبيرة لكن بالقرب تلاحظ بسهولة موضوع التعشيش

واذا تيسرت الصور ساحملها

### ماجدان

عضو متميز

بعد إذن الأستاذ المهندس رزق الموضوع إنشاء الله سهل والسؤال الأول نعم يمكن والثاني قله وعيب في الخلطة بالإضافة لأسباب أخرى والحلول وأنصح بإتباع نفس الحلول المذكوره في أول مشاركته بهذا الموضوع والتي كانت تخص التعشيش

### رزق حجاوي

استشاري الهندسة المدنية

اشكر للجميع على حسن التفاعل والمشاركات المتابعة في هذا الموضوع من " مشاكل تنفيذية وحلول هندسية." بخصوص استفسار المهندس خالد لا زلت بانتظار الصور للاعمدة حتى اتمكن من اعطائك الرد المناسب لذلك وكذلك عمق منطقة الفراغ وابعاد العمود.

اقتبس:

هل يمكن ان يحدث التعشيش عمليا بكامل او في اجزاء كبيرة من قطاع العمود في المنطقة المعيبة ام هو في ناحية الغطاء الخارجي

ما هي الاسباب هل قلة الدمك ام زيادته ام عيب بالخلطة

اقتبس:

اذا كنا قد استعملنا الفابريشن او الهزاز في حالة صب الاعمده بعد شنو السبب الي يخلي وجود فراغات ؟

مشكورين على طرح المشاكل والحلول

بخصوص اسباب وطرق منع حدوث تعشيش او فراغات في الخرسانه honeycombed & segeragtion فيعود ذلك:-

- 1- التدرج الحبيبي للخلطة Seive Analysis حيث يكون التدرج للحصويات او الركام aggregate غير مطابق للمواصفات ويلاحظ عدم تجانس الخرسانه ولحل هذه المشكلة يجب عمل تحليل منخلي seive analysis لكل مكونات الخلطة واختيار نسب الخلط حسب المواصفات واجراء الاختبات الدورية للمواد الموردة للموقع.
- 2- زيادة نسبة الماء في الخلط او نقص الماء ويمكن التأكد من ذلك من خلال فحص التهدل Slump Test ويحدد مقدار

التهدل من الخلطة التصميمية واذا كان لا بد من زيادة مقدار التهدل فيكون باستخدام المضافات التي تزيد من قابلية التشغيل للخرسانه..

3- كثافة حديد التسليح حيث لا يسمح للخرسانه بالمرور بين الحديد وتلاحظ هذه الحالة عن تقاطع الجسور فوق الاعمدة ولكل هذه المشكلة ( استخدام خرسانه ذات تدرج اقل ، التقيد بالمسافة المحدد بين قضبان الحديد، توزيع الحديد على طبقات، استخدام اقطار اكبر للحديد، استخدام حديد شد عالي بدل العادي ، زيادة ابعاد المقطع ، زيادة قوة الخرسانه ..... ) ويمكن استخدام خرسانه ذاتية الانضغاط Self Compacting Concrete اذا لم يكن هناك امكانية لعمل المتطلبات السابقة.

4- صب الخرسانه من ارتفاع عالي يؤدي الى حدوث التعشيش لذلك حددت الكودات الحد الاقصى للصب الخرسانه 1.5 متر عن منطقة الصب.

5- عدم استخدام الهزاز او زيادة الاستخدام او الاستخدام الخاطئ. Vibrator

6- عدم التأكد من وصول الخرسانه الى كامل المقطع وخصوصا في الجسور العميقة او الجدار او الاعمدة ويكون ذلك بالطرق على الطوبار formwork من الخارج ومن خلال الخبرة يمكن التمييز في الصور بين ان يكون هناك خرسامخ ام لا.

7- عدم تنظيف منطقة فاصل الصب من الخرسانه السابقة للفصل ولحديد التسليح من الخرسانه.

8- استخدام الميول الزائد عند استخدام المزاريب shotts

9- استخدام اللودر او الدنمبر في نقل الخرسانه مما يؤدي الى الفصل للخرسانه لذلك يجب اعاده الخلط اليدوي للخرسانه قبل صبها عند استخدام هذه الاليات في النقل.

10- زيادة مدة الخلط في سيارات نقل الخرسانه وبدء حدوث الشك للخرسانه ( اكثر من 40 دقيقة عن بداية الخلط).

11- اضافة الماء للخرسانه بعد مضي المدة المحددة عليها.

12- استخدام طوبار formwork غير مناسب من حيث وجود كسر به او ثقوب او تاكل حيث يلاحظ عدم كتامة الطوبار مما يؤدي الي خروج روبه = المونه grout= motar الخرسانه وبقاء الحصىات فقط وخصوصا عند استخدام الزجاج.

13- قلة عرض المقطع الخرساني ( اقل من 12 سم) كما في بلاطات الهوري او الوفل ( القوالب)

هذه هي الاسباب الرئيسية التي تؤدي الى حدود التعشيش segregation & Honeycombed في الخرسانه.

**ماجدان**  
عضو متميز

ما المقصود من الذى تحته خط والفائده منه تحديدا ؟؟؟؟

او سؤال بصيغه اخرى ماهو الحديد العادى ؟ هل هو الطرى ؟

وماهو العالى ؟؟ عالى المقاومه ؟؟

وهل يستخدم الحديد الطرى فى التسليح إلا فى الكانات ؟؟؟

**رزق حجابوي**  
استشاري الهندسة المدنية

السلام عليكم

اشكر لك متابعتك اولا واعتذر عن استخدام مصطلحات محلية في التعبير

نعم الحديد العادي = الحديد الطري Grade 40=2800kg/cm2

نعم يستخدم الحديد الطري في حديد تسليح الكانات ويمكن استخدامة في حديد التسليح الانشائي للجسور والبلاطات

..... ولكن للتوفير في كمية حديد التسليح فقد شاع منذ 10 سنوات استخدام حديد عالي الشد Grade 60=Fy 4200 kg/cm2 للتسليح الرئيسي واستخدام الحديد الطري للكانات وذلك لتقليل تكلفة الحديد في المشاريع.

**ماجدان**  
عضو متميز

مشكور م. رزق

لكن الحديد عالى المقاومه 52 و 60 هو الذى يستخدم دائما فى التسليح

ولا يستخدم الحديد الطرى إلا فى الكانات

مع أن الكودات تنص على أستخدامه كاسياخ منيم فى التسليح

وعموما لك جزيل الشكر ونحن متفقون

**خالد أوزقان**  
عضو فعال جداً

هذه هي صور لبعض الاعمدة التي حدث بها تعشيش















مع العلم ان قطاعات الاعمدة كانت 40x20 والحديد هو 6 اسياخ قطر 16 مم وان المشكلة حدثت في معظم اعمدة المبني اي حوالي 80 في المائة من الاعمدة

## محيى 2003

استشارى الهندسه المدنيه

الاخ العزيز دكتور م خالد / السلام عليكم ورحمة الله  
هل تلك الصور قبل المعالجه ام بعدها ؟ لان انا شايف انها وكما تكون تم معالجتها - لان لو الصور دي قبل المعالجه فده لا يعتبر تعشيش - ده واضح انه نتيجة وجود فرق منسوب عند اسفل العمود مما ادي الي عدم تقطيل النجارة عند فرق المنسوب جيدا وبالتالي حصل هروب للخرسانه من اسفل وعند تدارك الامر وتقطيل تلك المنطقة حصل هروب للباني مما ادي الي ظهور الركام الكبير - وانا من وجهة نظري انه موضوع بسيط يتم علاجه سطحيا بمونة الجراوت - الا اذا كان هناك مناطق من العمود تحتوي علي خرسانه هشه فيجب ازلتها ومعالجتها حسب الحاله وكما تفضل الاخوة لكن عموما من الصور اعتقد ان الموضوع بسيط

## خالد أوزقان

عضو فعال جداً

لا لا يوجد معالجة ولكن طبعا المقاول غطي العيوب بمونة اسمنت في بعض الاعمدة لكن التعشيش موجود لان الخرسانة يسهل تفسيرها يوجد فراغات كما لو كان ما فيش مونة اسمنتية هي المشكلة ان المشكلة حدثت في عدد كبير من الاعمدة وقبل البدء في صب السقف يعني من البداية وانا عارف ان العلاج ممكن لكن اريد رأي الاخوة ربما يوجد اراء اخري من خلال التجارب والخرسانة اللي هربت بس في عمود واحد والخطورة هنا حتي بعد العلاج تكمن في الاحمال الافقية فلو حدث زلزال منطقة العلاج ستكون ضعيفة

اشكر لك مشاركتك وارسل الصور.

قبل ان اطرح الحل اسمح لي ان اعلق على الصور التي ارسلتها

- 1- من الملاحظ ان هناك سوء مصنعية في اعمال الطوبار Fromwork وذلك في المنطقة السفلية عند منسوب الارضية حيث يلاحظ هروب كمية كبيرة من الخرسانه والمونه paste مما ادي الى حدوث التعشيش segregation بلاسفل ولنع حصول هذه الحالة بعد انتهاء الطوبار يجب اغلاق جميع الفتحات بالاسفل ( ليس بالورق او اكياس الاسمنت ) بواسطة خلطة من الاسمنت والماء ( مثل خلطة البياض او بناء الطوب motar ) وبذلك نمنع هروب الخرسانه.
- 2- يلاحظ زيادة نسبة الماء في الخلطة slump اكبر من المسموح به وهذا اثر على قوة الخرسانه حيث يلاحظ على بعض الاعمدة.

3- التأكد من قوة الكسر للخرسانه بعد اسبوع ومدى مطابقتها للمواصفات.

4- الصب تم من ارتفاع عالي اي من اعلى العمود بحدود 3 متر.

5- اذا لم يكن الصب موقعا فعلى الاغلب تم اضافة الماء للخلطة ( اذا كان الصب بالمضخة) حيث يلاحظ ان بعض الركam aggregate قد غسلت من مونه الاسمنت بالماء.

6- يلاحظ استخدام الخيش الرطب لعمل curing وفي هذه الحالة يجب الاستمرار في سفاية الخيش بالماء لانه في حالة جفاف الخيش سيمتص الرطوبه من الخرسانه لذلك افضل طريقة لعمل curing هي تغليف الخيش بالنايلون وترطيب الخيش ففي هذه الحالة تبقى الخرسانه في جو رطب وبعيد عن اشعة الشمس المباشرة ومحمي من من الرياح وسرعة التبخر العالي.

7- الكفر cover الحديد لبعض الاعمدة ليس كافيا حي يلاحظ ان يقل عن 2.5 سم ( بعد الكانه link= strirrups مما ادى الى حجز الحصويات.

8- قيام المقاول باخفاء عيوب الخرسانه وليس اصلاحها.

#### حل هذه المشكلة:

- 1- ازالة التغطية التي قام بها المقاول حتى الوصول للخرسانه الصلبه اي بازالة الخرسانه المتعششة.
  - 2- اتوقع عمق التعشيش سيكون في منطقة الغطاء الخرساني cover اي انه لن يزيد عن 4 سم ولكن اذا تبين ان عمق الخرسانه معيبا ومن جميع الجهات ولعمق كبير فيجب ازالة العمود ( يمكن ملاحظة ذلك انه بعد التكسير للخرسانه من جميع الجهات اذا كان كبيرا انه من السهولة هز العمود).
  - 3- تنظيف الحديد من الخرسانه بواسطة الفرشاه
  - 4- دهان الخرسانه بمادة تساعد على الالتصاق للخرسانه adhesive bond
  - 5- استخدام مادة الايبوكسي بدلا من الخرسانه المعيبة مع الضغط عليها عند التعبئة بالمالج trowel حتى نتأكد ان الخرسانه قد وصلت لكامل المقطع ولا يوجد فراغات.
  - 6- عمل curing لها لمدة لا تقل عن 3 ايام
- يمكن استخدام منتجات Seka or Basef مع اتباع تعليمات الشركة الصانعه.
- مع تحياتي للجميع

القذف الرملى Sand blasting الة تستخدم بشكل رئيسي لتنظيف الحديد ( Steel Structure يمكن مشاهدة ذلك في المصانع التي تنتفد المستوعات المعدنية ) واجهات العمارات الحجرية لتنظيف الحجر وكذلك يستخدم كنوع من Texture للواجهات الخرسانية لازالة طبقة الخرسانه السطحية فتظهر فقط الحصويات = الركam والمادة الرابطة بينها وتعطي منظر جمالى وكذلك يمكن ان تستخدم في تنظيف الحديد ( ان شاء الله اذا تمكنت سارسل صور بذلك).

والة القذف الرملى تتكون من كميرسر لضغط الهواء ( نفس المدة التي تستخدم لتكسير الصخور ولكن هنا يستخدم فقط ماكنه ضغط الهواء ) ووعاء يوضع به الرمل (ناعم خاص يسمى كوارتز ) quartiz و Nozzel وفي النزل يكون هناك بايين الاول فيه هواء مضغوط والاخر الرمل وبواسطة الهواء المضغوط يندفع الرمل بسرعه عالية ويستفاد منه بالتنظيف.

كما وعدتكم من قبل هذه صورة لتنظيف الحديد بطريقة القذف الرملى Sand Blasting



## حسام عفيفي

جديد

- تحية طيبة يا بشمهندس رزق وشكرا على هذه المعلومات القيمة والنقاشات المتميزة انا مهندس مصمم وقرات الثلاث مشكلات اليوم وانا زعلان زيك على عدم المشاركة من جميع المهندسين ولكن اعطيني الفرصة للرد ولكن على حسب خبرتي القليلة
- 1- المشكلة الاولى وهى مشكلة الكمره ذات ال cantilever والتي حدث فيها التشعشع انا فهمت ان التشعشع عند التقاء الكمره بالعمود وامتداد الكمره هى ال cantilever راي هو ترك الشداد فى الاماكن السليمة وعند الجزء المعشع عند العمود نقوم بتكسير ال cantilever جزء من بحر الكمره المجاورة حوالى ربع البحر ثم نقوم بتنضيف الاسياخ على قدر المستطاع ثم نضع بها الايبوكسى بسبب وجود ريش الخرسانة القديمة وضمان حدوث تماسك بين الاسياخ والخرسانة الجديدة والسؤال هنا هل هناك فى الجزء المكسر فى ربع البحر اسياخ مكسحة اذا وجدت يكون التكسير عمودى على الحديد المكبح ويمكن منحتش مادة تربط الجديد بالقديم واذا لم يوجد يجب وضع المادة الرابطة بين الخرسانة القديمة بالجديدة.
  - 2- المشكلة الثانية مشكلة الخزان انا مش ملزم بعمل فواصل انشائية فى الخزان لانى ممكن اخذ تاسير الحرارة والتمدد فى تصميم الخزان وكمان مينفعش نعمل فاصل انشائي فى الخزان لان دة يؤدى الى حدوث هبوط مختلف فى الخزان وده لا يصح ولكن نعمل فواصل صب فى الخزان ونضع water stop وفى هذه الحالة الحديد يكمل وهوة لازم يكمل ياهندسة علشان يعمل مع بعضه وهذه الفواصل فى الصب تكون فى القواعد والجدار وفى كلتى الحالتين تكمل الحديد.
  - 3- بالنسبة للمشكلة الثالثة وهى ليست مشكلة ولكنها استفسار ال duels الموضوع فى ال fram وظيفتها شيل ال shear وهى ليست مشكلة لاننا فى التصميم نلجا الى هذا الحل لعدم وجود ال internal force فى ال fram ولكن ممكن تكمل حديد العمود ال taper ويتلاقى نقطة وعدم الجوء الى ال duel ودهو الحل الثانى بس انا حاسس ان 40 سم سمك القواعد مشكافية يعم خليه 60 سم للامان. والسلام ختام.

## رزق حجاوي

استشاري الهندسة المدنية

اقتباس:

المشاركة الأصلية كتبت بواسطة rwmam > ورد في مشاركة الاخ محمد الفهداوي الاستفسار الاتي( نفس الموضوع اعلاه حول المبنى 32 طابق هل عملية صب الاساس الحصري ruft Foundation فوق الركائز. اي يعمل الاساس الحصري كسقف Slab والركائز كاعمدة ارجو التوضيح اخي العزيز مهندس رزق) ارجو ان لا يزعل المهندس رزق حجاوي لتدخل في الاجابه اشكر ك على الرد وليس هناك اي زعل فهذا الباب مفتوح

لكل اخ لكي يشارك.

يا اخ مجد اركع واقرا الموضوع مره ثانيه ولاحظ الصور الموجوده راح تشوف الجواب على سؤالك  
الاساس ( raft ) سوف يكون فوق الركائز من بعد ما يتم تسوية الارضيه يعني ال رفت سيجلس على الركائز في منطقة  
مساحة الركيزه ومن الطبيعي فان بقية الرفت سوف تملأ المناطق بين الركائز ويرتفع حسب سمك الصب  
مع التقدير واكرر ارجو ان لايزعل الاستاذ مهندس رزق لتدخل في الاجابه

السلام عليكم اشكر لكم مشاركتكم كما ذكر rwmn اللبشة Raft Foundation = تركت مباشرة فوق الاوتاد piles  
ويسمى فهذه الحالة اللبشة Raft foundation supported on piles اي رايت مستنده على بايلات  
وفي هذه الحالة تكون الرافت مثل Cap الذي ينفذ فوق البايلات.  
ولمزيد من التفصيل في موضوع البايلات والرافت والكاب يمكن الرجوع الى موضوع المهندس  
مجدزايده حيث شرح بالتفصيل طريقة تنفيذ الاوتاد من التصميم حتى التنفيذ جزالله الله خيرا.

### مجد جاسم الفهداوي

عضو فعال

شكرا جزيلا اخوتي الاعزاء المهندس rwmn والمهندس رزق على التوضيح ولكن الذي اقصده انه في تصميم ruft  
foundation ولزيادة الامان يجب ان لا يؤخذ بنظر الاعتبار استناد ruft foundation على التربة بل يجب ان يصمم  
slab اعتيادي بالنسبة لمقاومته لل moment and shear forces ارجو ان لا اكون قد اثقلت عليكم ولكن في علم  
الهندسة يجب توخي الدقة في فهم كل مسألة من المسائل النظرية والعملية وشكرا

### رزق حجاوي

استشاري الهندسة المدنية

اشكر للجميع على هذا التفاعل مع المشاركات.  
عند تصميم Raft Foundation عند تصميم Cap للبايلات نعم يتم اخذ الباييل حيث يتم تدخيل K له في نموذج  
التصميم (Etabs or Staad) حيث يتم التعامل على اساس ان الاساس تحت زنبركات. springs  
اما في حالة ( Raft Foundation ) كما في الحالة التي تم دراستها حيث لا يوجد كاب) فيؤخذ بعين الاعتبار رد فعل  
التربة حيث يتم التدخيل في النموذج K للبايل وكذلك K الخاصة بالتربة.  
وكثير من مهندسين التصميم ولسهولة عمل النموذج يت عمل ما يلي  
1- يتم تنفيذ Cap للبايلات ويؤخذ في النموذج K للبايل. ويكون منسوب الكاب اقل من منسوب الرافت.  
2- الرافت يكون على شكل جسر وبلاطة ( بلاطة فطرية معكوسة) Inverted Flat Slab ويتم اخذ رد فعل التربة  
هناك بقيمة K الخاصة بالتربة.  
هذا الرد ليس نهائيا ويحتاج من المهندسين المتخصصين في التصميم ،  
وسأقوم بوضع هذا السؤال في موضوع تنفيذ الاوتاد للاخ المهندس مجد زايد

## اطرح المشكلة التالية

### رزق حجاوي

استشاري الهندسة المدنية

اعود اليكم من بعد فترة انقطاع في موضوع جديد من " مشاكل تنفيذية " ولزيادة المعرفة لدى المهندسين في نشاء المباني  
المعدنية ولتلافي الاخطاء اثناء التنفيذ سواء كانت بسبب التصميم او اسلوب التنفيذ او تعديل المخططات بسبب ظروف  
الموقع او عدم التنسيق بين اطراف العقد من مقاول ومستشار ومصمم. سأقدم لكم الموضوع الثاني لانهايار مبنى معدني  
Steel Structure Building فالموضوع الاول تحدثت فيه عن انهايار ممرات الخدمة في فندق حياة سيني  
وصف المبنى

اثناء تركيب العناصر الانشائية لمبنى معدني ( مدرسة ) طوله بحدود 34.4 متر (113 قدم) انهار فجأة . ( كما في  
الصورة 1)

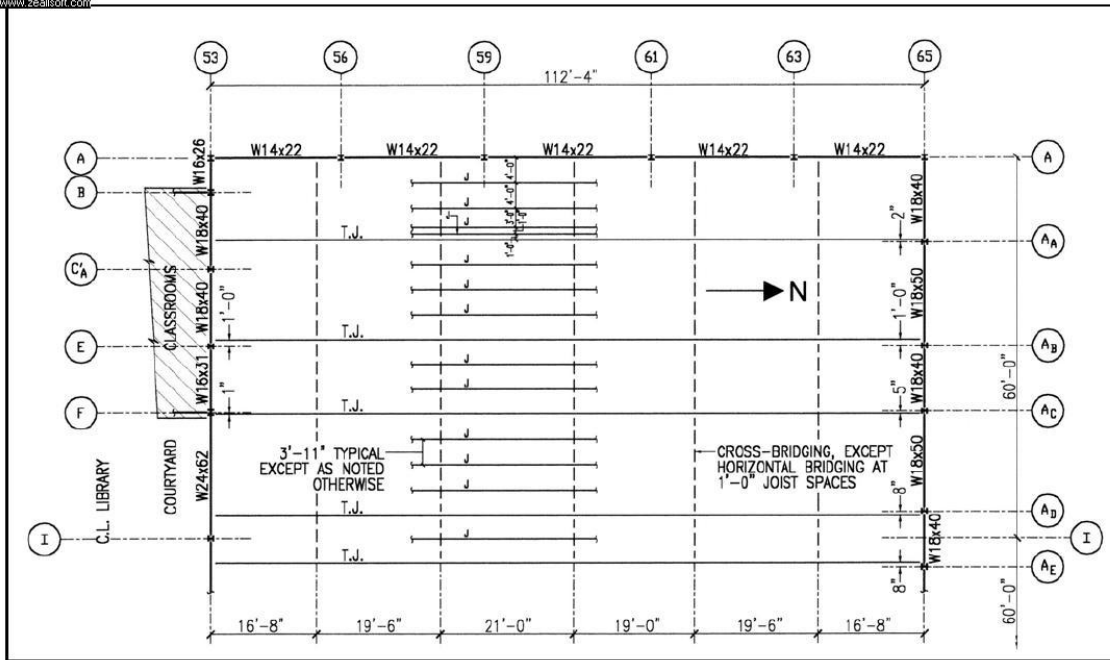
!Error





### 1- صورة المبنى بعد الانهيار مباشرة ( الصورة مأخوذة من الجهة الجنوبية الغربية).

وكان شكل المبنى يعتمد على وصل عناصر المنشأ مع بعضها البعض لتعطي بالنهاية بشكل حرف L والاطار للمبنى Farming plan هو جزء من المكتبة للمبنى ويبلغ ابعاد المبنى 34.4x 36.6 متر (120\* 113 قدم) وارتفاع المبنى 8.55 متر (28 قدم) كما في (الصورة رقم 2)

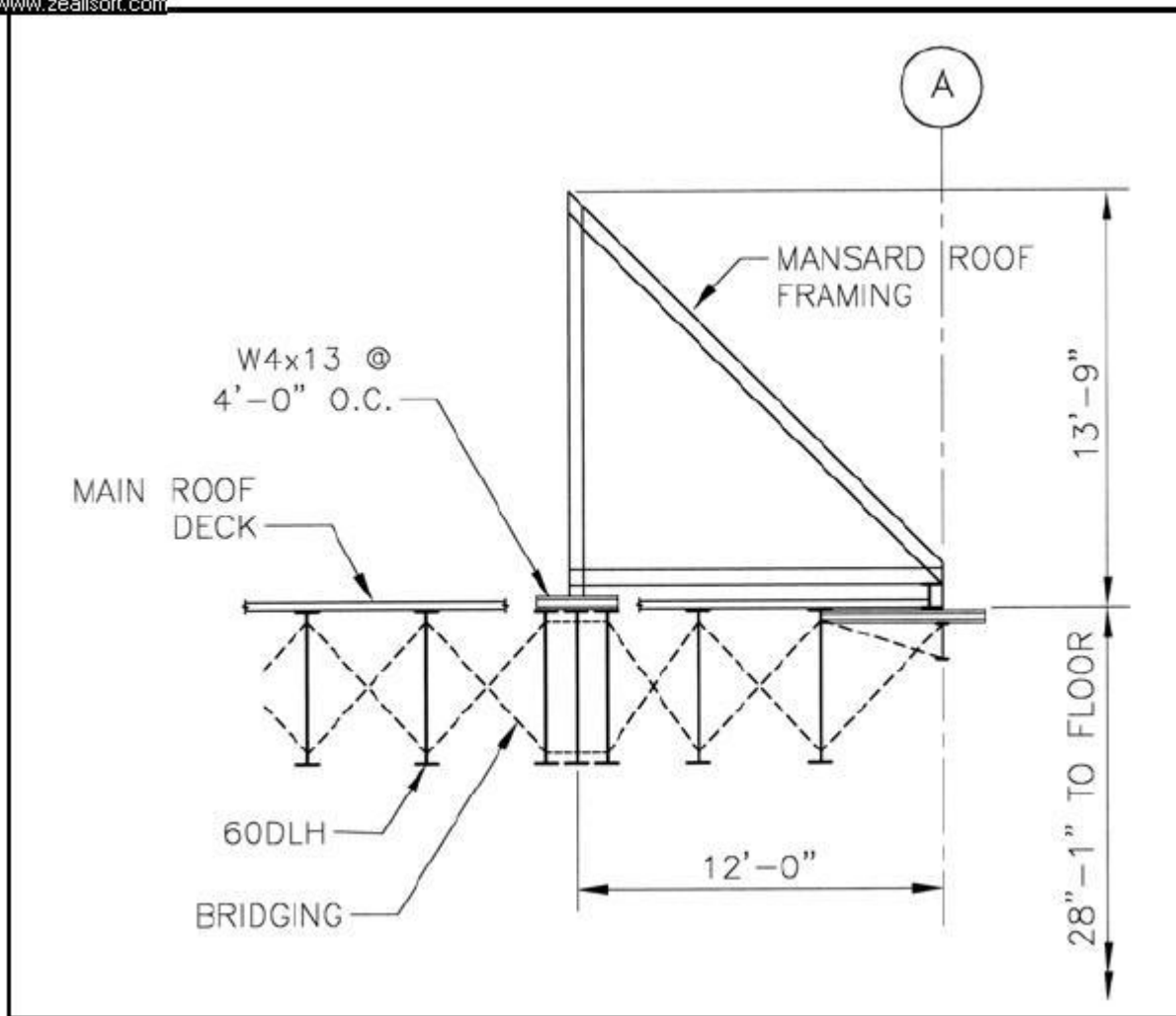


### 2- مسقط لاطار السقف Roof Framing Plan من الجهة الغربية من المكتبة الجزء الشرقي متناظر symmetrical عند

المحور I ، كل الكمرات Joists من نوع 60 DLH15sT.J =Tie Joist يعني ان الارتبطة للكمرات مثبتة على الاطار بواسطة البراغي Bolted اما I فيعني ان الكمرة مثبتة على الاطار بواسطة اللحام Welded كما هو واضح في الصورة الثانية ان طول الكمرات 3'-11" والكمرات مدعمة Braced ضد التحنيب Buckling خلال التركيب بخمس صفوف لتقاطعات التدعيم Cross Bracing والتي تسمى Cross – Bridging (في الصورة 3)

!Error

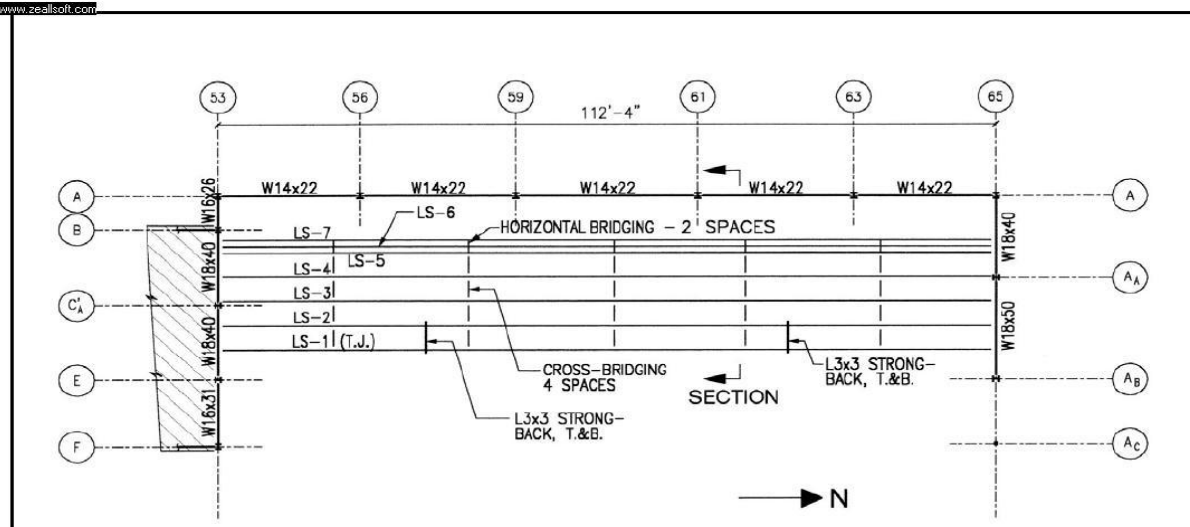
www.zeallsoft.com



3- مقطع للسقف الداعم للاطر  
الصورة 4

!Error

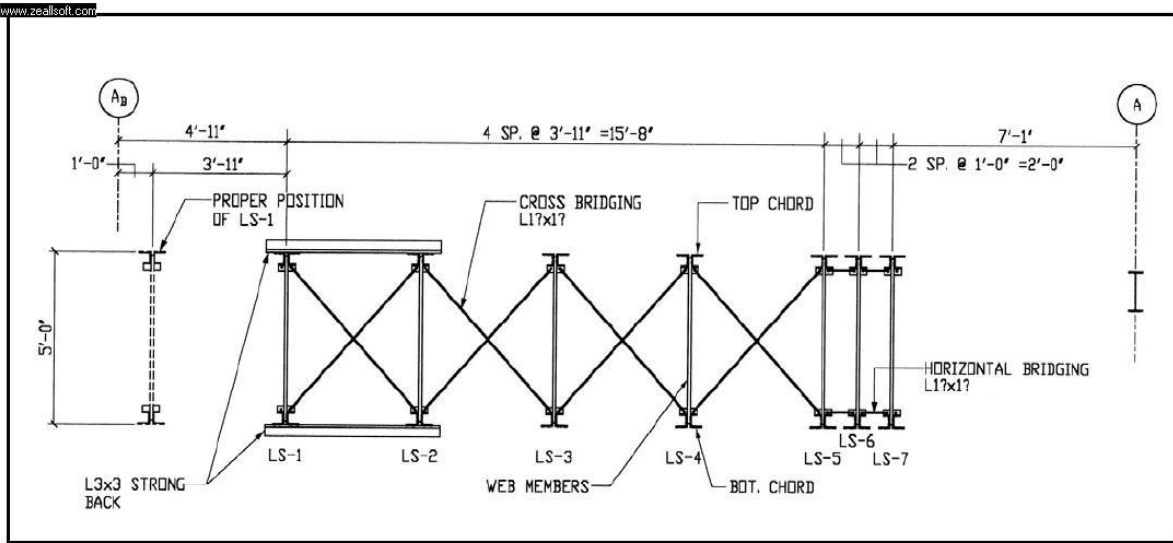
www.zeallsoft.com



4- حالة تركيب المنشأ المعدني قبل الانهيار كما ذكرها المهندسين الموقع

الصورة 5

**Error**



5- مقطع للتركيب للمبنى قبل الانهيار

صور لانهيار المنشأ المعدني



الصورة رقم 6





الصورة رقم 7





الصورة رقم 8

www.zeallsoft.com



الصورة رقم 9

www.zeallsoft.com



الصورة رقم 10



الصورة رقم 11

## حالة المنشأ قبل الانهيار

عندما جاء وقت تركيب الكمرة العميقة الطويلة erect the deep longspan للمكتبة قام بثقب drilled اعلى جناح الكمرة العرضية لأول مريبط للكمرة Tie Joist التدعيم LS-1 وبشكل لا يمكن تفسيره unexplainably قام بالثقب في الموقع الخطأ ، وعندما تركيب التدعيم LS-7 في مكانها ( كما هو موضح في الصورة رقم 3 )، لاحظ المشرف ان لدية فراغ (مسافة) space يكفي فقط لكمرة واحدة مع ان المطلوب ان هذه المسافة تكفي لكمرتين ( الصورة رقم 3 ) وعندها اكتشف انه اخطأ.عندها توقف المشرف عن التركيب حتى يعرف ماذا سيفعل؟؟.

بعد ذلك قرر المشرف تحريك LS-4 الى مكان LS-1 وفي هذا الوقت كان سائق الكرين ( الونش ) Crane operator في وقت راحته وتكاسل idling فطلب من عمال التركيب بالصعود الى الكمرة لفك براغي LS-4 والمتبئة على الصف 2 و 3،4 للدعم LS-4 وقام العمل بفك الصف 2 و 4 وبعد ذلك تم البدء بفك البراغي في الصف 3 وكان من الصعوبة الكبيرة اخراج البراغي وعندها طلب المشرف من العمال ضرب البراغي بقوة بواسطة المطرقة hummer لاجراجها وعند الضرب بقوة البراغي في LS-7, LS-6 & LS-5 انحنيت Buckled المجموعه نحو الغرب وانهارت Collapsed وعند بدء الانحناء كانت LS-5 ما زالت مربوطة ( مثبتة ) بواسطة مرابط التدعيم Cross Bridging الى LS-4 في الصف 1 و 5 ونتيجة الانهيار الكمرات في LS-7, LS-6 & LS-5 جرت ( سحب ) معها كل من LS-2, LS-3 & LS-4 وكذلك انحنى LS-1 والذي ادى الى انهيار كامل لها ( كما في الصور من 6-11).

LS-1 علق الى اعلى في الهواء وانحى والسبب انه كانت مثبت للكمرة الرئيسية ( الصورة 6 و 10، 8 ) ونتيجة الوزن الثاني ل LS-1 سحب فوق جزء من الاطار على محور 65 ( الصور 10، 6، 1).

كما هو واضح في الصورة 11 ان LS-7, LS-6, LS-5 سقطت مع بعضها على عمود قريب من المحور A (على يسار الصورة 11 ) وكذلك LS-4, LS-3 & LS-2 سقطت على الاعمود الاخر ( العمود على اليمين الصورة 11).

والان ماهي الاسباب التي ادت الى هذا الانهيار المروع للمبنى اثناء التركيب؟؟؟.

اتمنى من الجميع الشاركة الفعالة وانا شاكر سلفا لكل عبارة الشكر ومتقلبا جميعا ( الرجاء عدم الاقتصار بالمشاركة على عبارات الشكر)

rwmmam

عضو متميز

تفسير انهيار steel structure للمدرسه

كنت قد طلبت تفسير اكثر لكي تكون الاجابه افضل ولم ياتي هذا التفسير ولكن على العموم يبدو لي ومن خلال الصور والشرح الموجود انه وبسبب وجود خطأ في مكان الثقب ومن ثم الاستمرار بالتركيب وبعد ذلك وعندما تم اكتشاف اسبب في وجود المسافه التي انتبه اليها المشرف وبسبب قيام العمال بالفتح وبشكل خاطئ وبسبب ضرب البرغي وفتحه بالقوه باستعمال المطرقه كان هناك قوه تمنع البرغي ان ينفتح بسهولة وسبب ذلك هو المكان الخاطئ في الثقب والفتح بصوره غير مدروسه ادت الى استحداث قوه جديده غير محسوبه في التصميم وهي قوه التواء torsion على ال beam الجسر القريب من النقطه A وهي المكان الموجود فيه القب وتكون هي اضعف نقطه لتحمل قوه الالتواء كانت السبب في انهيار المنشأ

محمد جاسم الفهداوي

عضو فعال

السلام عليكم ارجو اخ رزق ان تكون في تمامه الصحة والعافيه بالنسبة للمبنى الفولاذي الذي انهيار اعتقد ان السبب الاساسي للانهيار هو عدم تثبيت الكمره العرضية اثناء فك براغي الكمره الطويلة وعند فك البراغي لم يعد هناك ما يسندها ودليل ذلك كلام حضرتك (البراغي كان يتم اخراجها بصعوبة) والخطأ في ذلك يعود الى الاشراف وكذلك قلة الخبرة للعمال

## اطرح المشكلة التالية

emadhakeem

زائر

في احد المواقع القريبه من واقعي بالتجمع الاول شاهدت سقف اثناء الصب سقط على السقف اللي تحتيه واللي تحتيه ساوي الارض منظر بصراحه صعب يعني الصبه بالشده بالسقف اللي شيلهم ساوي الارض من خلال معينتي للحادث كانت النتيجة ان السقف اللي تحتيه بدء بلانهيار اولا ثم خد معاه الشده اللي فوقه لان العمدان سليمه ولم تتأثر وهرشح للاخوه بعد اخذ الاراء ايه الاسباب بالظبط

رزق حجاوي

استشاري الهندسة المدنية

- اشكرك على مشاركتك وكنت اتمنى عليك ان تمدنا بالصور حتى تتضح الصورة اكثر ويكون التحليل اقرب للحقيقة ولكن من خلال الحالة التي ذكرتها يتضح ما يلي:-
- 1- بما ان الانهيار قد ابتدأ في الطابق السفلي والذي يحمل الطابق الذي فوقه والذي هو في مرحلة الانشاء ( الصب ) فهذا يعني ان السقف لم يستطع تحمل الازان من الطابق الذي فوقه.
  - 2- يتم التأكد من التصميم للطابق السفلي وفحص خرسانه هذا الطابق وقد يكون السبب بسبب سرعة العمل حيث يتم التحميل قبل وصول الخرسانه لقوة الكسر المطلوبه وتحميل البلاطة بالبلاطة التي فوقها وبدون تدعيم او تدعيم غير كافي
  - 3- من طبيعة الانهيار كما ذكرت هو نتيجة اجهاد قوة الثقب Punshing Shear وهذا يكون بسبب ان سماكة البلاطة قليله وان المجاز للجسور Span of Beam كبير او بسبب ضعف الخرسانه (عمر الخرسانه او بسبب الخلط) ونتيجة لذلك حصل اختراق البلاطة في منطقة العمود.
  - 4- تثبيت حديد التسليح في منطقة العمود لم يكون بالاطوال الكافية لمنع السقف من السقوط من خلال العمود.
  - 5- لو كان هناك تصميم على اجهادات قوى الثقب وحديد التسليح بالاطوال المطلوبه للتثبيت وكان سيحصل انهيار بسبب الاحمال فمن المفروض ان يحصل هبوط كبير Deflection وتشقق في الخرسانه في منطقة وسط الجسر مما يعطي حالة انذار للعاملين بذلك ولكن الذي حصل انهيار مفاجئ وسريع فهذا يحدث بسبب انهيار الخرسانه اولا قبل وصول الحديد لحالة المرونه Elasticity والتي بدورها تسبب هبوط كبير Deflection للبلاطة والجسور.
- والله أعلم

## اطرح المشكلة التالية

رزق حجاوي

استشاري الهندسة المدنية

القياس:

المشاركة الأصلية كتبت بواسطة العبد الفقير  
السلام عليكم

لدي سؤال بخصوص إذا كان المبنى فيه أكثر من مورد ردي مكس كوكنكريت Ready Mix Concrete وطبعاً احتمال كبير أن المواد الكيميائية والفيزائية مختلفة عن الأخرى ، فكيف يتم معرفة أن المواد الكيميائية والفيزائية للخرسانة متقاربة لدرجة أنه يمكن أن يكون أكثر من مورد (مصنع للخرسانة) و ممكنة لكي يتم الصب

اشكرك للمشاركة في البداية

- 1- يجب اجراء الفحوصات اللازمة ( حسب مواصفات المشروع ) على جميع مكونات الخلطة التصميمية لكل مصنع
- 2- يفضل تقسم مناطق العمل وفصلها عن بعضها البعض ويكون ذلك سهلاً في البلاطات Slabs الاساسات بجميع انواعها عدا Raft حيث لا يمكن الفصل.
- 3- سبب ضرورة الفصل ولو بشكل جزئي وتقليل المناطق المشتركة قدر الامكان لانه في حال حصول مشكلة في خرسانه احد المصانع ان يتم معرفة المنطقة التي حصلت بها المشكلة وتحديد المسؤولية ويفضل ان يكون هذا التقسيم موضح بالعقد او على الاقل في طلبيات الخرسانه.

## اطرح المشكلة التالية

rwmam

عضو متميز

القياس:

المشاركة الأصلية كتبت بواسطة حيدر الخزاعي  
مرحباً

وانا اعمل على صب اساس مبنى حصل عطل في الخلطة وقيل غروب الشمس وحصل جويت في الاساس رغماً عني  
فما العمل

الاخ المهندس حيدر

- تحدث هذه الامور كثيراً ومن الحلول السائده انك تحاول ان يكون توقف الصب في المناطق التي لا يكون فيها اقصى اجهادات وبمعنى اخر في المناطق التي تكون فيها العزوم والقص = صفر
- كما ويفضل اضافة حديد تسليح بشكل قطع تغرس جزء منها في الصب وجزء اخر يبقى بدون صب وبمسافات تعتمد على توزيع الحديد الاصلي الموجود بالتصميم
- وكذلك عمل نهاية الصب بشكل مائل بزوايه 45 درجة
- وعندما تريد ان تكمل الصب لاحقاً عليك اولاً تنظيف نهايات الصب من الكونكريت الملتصق بالحديد وثانياً ازالة الكونكريت الضعيف وتكسيه للوصول الى الكونكريت المتماسك القوي
- وثالثاً الغسل بالماء لازالة الغبار والأتربة
- وفي الغالب تستعمل مواد طلاء للصب القديم مثل بعض انواع الايبوكسي او يمكن استعمال خلطه من السمنت والماء تخلط جيداً وترش على الصب القديم قبل المباشرة بالصب الجديد ( التكملة ) ويجب ان تتغلغل اي ماده تستعمل للطلاء الى الفراغات الموجوده على سطح الصب القديم لكي يكون التلاصق بين القديم والجديد جيداً
- لاتجعل الطبقة المستعمله للطلاء سميكة ( سمنت + ماء )



## اطرح المشكلة التالية

**رزق حجاوي**  
استشاري الهندسة المدنية

اشكرك المهندس عبدالفقير لتواصلك في المشاركة.

القياس:

1- لدي سؤال حول structural joint عند كل متر توضع؟ قيل لي 30 إلى 40 متر لكن هل يوجد قاعدة صريحة أو كود معين يقول المسافة بدقة؟

تمت الاجابة على هذا السؤال في المشاركة السابقة.

القياس:

2- ولدي سؤال اخر في حال وجود بلاطة slab وجائز beam وطبعاً يوجد بينهما ترابط أسياخ حديد لو كان هناك تعارض (أي كان أسياخ الامتداد لحديد الجائز عمود dm على حديد البلاطة) ما العمل؟

في هذه الحالة يبقى حديد التسليح للعمود مستمر بدون اية ازاحة اما حديد الجسر beam فيتم ازاحته.

القياس:

3- في حال وجود بلاطة طولها مثلاً 15 متر والحديد طوله 12 ؟ هل يتم اللحام؟ وكيف طريقة اللحام؟

1- لدى بعض المصانع يمكن ان تطلب طلبيه خاصة بطول 15متر واعتقد انه متوفر في دول الخليج التي بها مصانع للحديد.

2- اذا كان سيتم الوصل فالشرط الاساسي ( بعد اخذ موافقة المصمم)

\* تبدأ بوضع القضيب من جهة اليمين بطول 12 متر ثم الوصل وكذلك الامر من الجهة اليسرى تبدأ بوضع قضيب بطول 12 متر ثم الوصل اي يكون بالتبادل.

\* ا تتأكد عند منطقة الوصل ان المسافة بين القضبان حسب متطلبات الكود (1.5 مرة قطر اكبر حصويات = الركام aggregates مستخدمة في الخرسانه)

\* اذا لم يتحقق الشرط السابق يتم التراكب في المستوى العمودي ( القضيب فوق الآخر وليس بجانب الآخر).

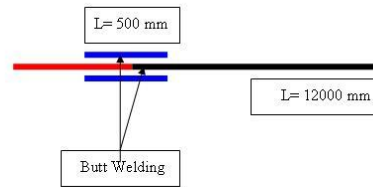
طريقة الوصل هناك عدد طرق

\* طريقة التراكب lapping حسب اشتراطات الكود. ( حسب الملف المرفق - وهو منقول من زميل شارك سابقاً)

\* طريقة coupling

\* طريقة اللحام وهي تكون بوضع راسي قضيب حديد التسليح ومن ثم وضع قضيبين بجانب بعضهما البعض ومن ثم الحام على جانبي القضيبين ( اللحام face to face غير مقبول).

كما يلي



ACI-Splice شيت excel مرفق

## اطرح المشكلة التالية

**رزق حجاوي**  
استشاري الهندسة المدنية

القياس:

المشاركة الأصلية كتبت بواسطة فاطمة المهاجرة >  
عندي سؤال من فضلكم بخصوص joint expansion ان صحة الترجمة يعني الفراغ بين عمارتين لكن في الاساسات ما في داعي للفصل نفس الطوابق و غيره المشكلة هي اغلب الاحيان في العمارات ذات طوابق عديدة مثلا G+12

القياس:

المشاركة الأصلية كتبت بواسطة فاطمة المهاجرة >  
نجد 50 سم الفراغ باي شيء يمكن تغطية فتحة كهذه او اكثر لانها تشكل كمان خطر مكان لتراكم الاوساخ و غيره

اشكر لك مشاركتك ولكن بخصوص السؤال لم افهم جيدا المطلوب  
بخصوص فاصل التمدد Expansion Joint يكون عرضه بحدود 20 الى 50 ملم ( 1 الى 2 انش . ) وتغطية هذه  
الفواصل سهل يكون بتعبئة الفاصل بعمق من 20 - 30 ملم بمواد عازله مثل (بولي سلفايد ) وبعد يتم تغطية الفاصل بقعة  
المنيوم



وهناك انواع كثيرة من الاغطية يمكن البحث عنها في الانترنت Expansion Joints Covers اما اذا زاد الفراغ بين  
الابنية عن ذلك فيكون في الاغلب فاصل زلزالي ولكن الفاصل يستمر هناك القواعد ولا يكون هناك اي اتصال بينها.  
ويتم تغطية الفاصل ويصل الى 500 ملم كما يلي  
بخصوص الفاصل الزلزالي seismic joint فكما هو في جميع الفواصل يجب ان يكون الفاصل كتيمة يمنع تسري المياه  
وبالاضافة لذلك يجب ان يتحمل الحمولات التي تمر عليه من مشاة او سيارات لذلك يكون من مواد خاصة وعند التنفيذ  
يجب ضغط مادة الفاصل داخل الفاصل حتى تتمدد عند حدوث الزلزال.

**Error**

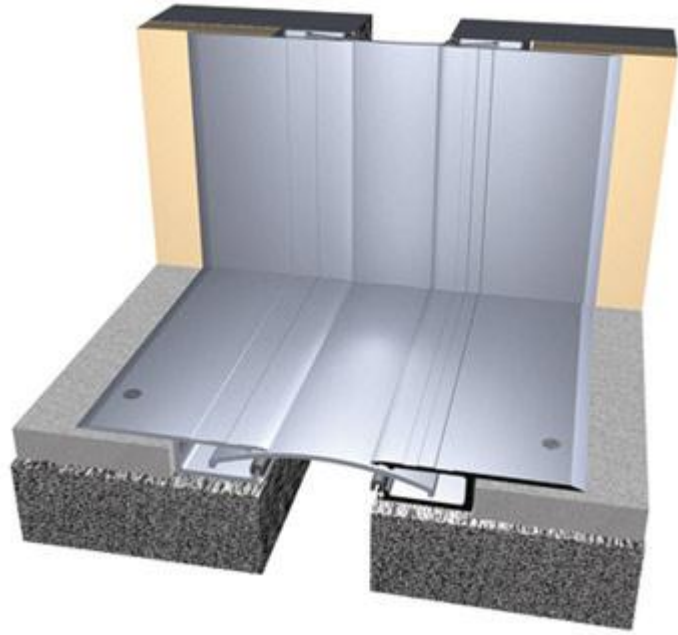




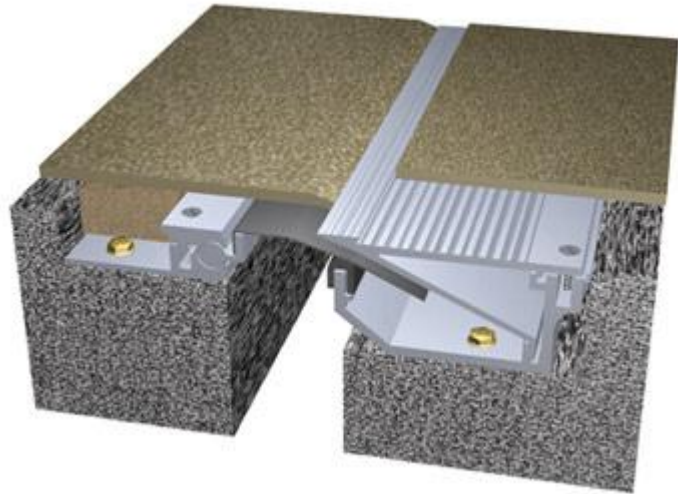
!Error







غطاء فاصل زلزالي للارضية والجدار.



يتم تركيب غطاء الفاصل الزلزالي من بلاط Salb on Grade البلاطة الارضية حتى بلاطة السطح Roof Slab ولكامل الطوابق والجدران الخارجية. اتمنى ان اكون اوضحت لك متطلبات اغطية الفواصل الزلزالية. واذا اردت المزيد من المعلومات عن الفواصل الانشائية فيمكنك الرجوع للمشاركات السابقة بنفس الخصوص حيث تم تناولها بشكل مفصل

<http://www.arab-eng.org/vb/t12235-11.html>

وان شاء الله سأقوم بوضع كل المشاركات الخاصة بالفواصل هنا ليسهل الرجوع لها مع تقديم الشرح والتعليق على التنفيذ والاختفاء الشائعة بين المهندسين في تنفيذ الفواصل بكافة انواعها واماكن وجودها وطريقة التنفيذ الامثل للفواصل. اتمنى ان اكون قد اجبت على تساؤلك وذا كان المطلوب غير الذي فهنته فاتمنى ان ترسلي سكتش بالمطلوب وسيكون الرقب في اقرب وقت. مع تحياتي للجميع

## اطرح المشكلة التالية

rwmam

عضو متميز

القياس:

المشاركة الأصلية كتبت بواسطة بشار اسعد  
السلام عليكم

من خلال تنفيذ احد البناءات حدث خطأ اثناء التسقيط للبناءية وسبب الخطأ هو من المخططات اصلا حيث كان الخطا نقصان أحد اضلاع الاساس الشريطي للبناءية وبعد اكمال اعمال الصب للاساس اتضح بان المخطط غير كامل وفيه نقص فما الحل بخصوص هذه المشكلة  
علما 1- ان الضلع الذي لم ينفذ من المفترض ان يشيد عليه جدار احد جوانب السلم (اي منطقة السلم).  
2- نوع الاساس شريطي ومنفذ فوق الارض الطبيعية اي بعد فرش طبقة السبب (الحصى الخابط).  
ارجو ان تتم المناقشة حول هذه المشكلة

الاخ مهندس بشار

1- اذا كان منسوب الارضيه Ffl يسمح باضافة Beam فوق الاساس المنفذ فلا يوجد ما يعيق الاضافه مع الانتباه الى ان يكون الصب المضاف يجلس على نهايتي الصب القديم كليا  
2- اذا كان لايسمح بتطبيق ما جاء في 1 اعلاه فيمكن ان تقوم بتكشير جزء من الاساس القديم لتحرير اسياخ التسليح ولمسافه معينه وحسب قطر السيخ المستعمل لعمل تداخل بين السيخ الجديد والقديم واعادة الصب للقديم والجديد معا مع استعمال مواد خاصه للربط بين الخرسانه المنفذه والجديده  
من الافضل عمل الحديد المضاف بشكل حرف U وربطه بالحديد المنفذ

## اطرح المشكلة التالية

رزق حجاوي

استشاري الهندسة المدنية

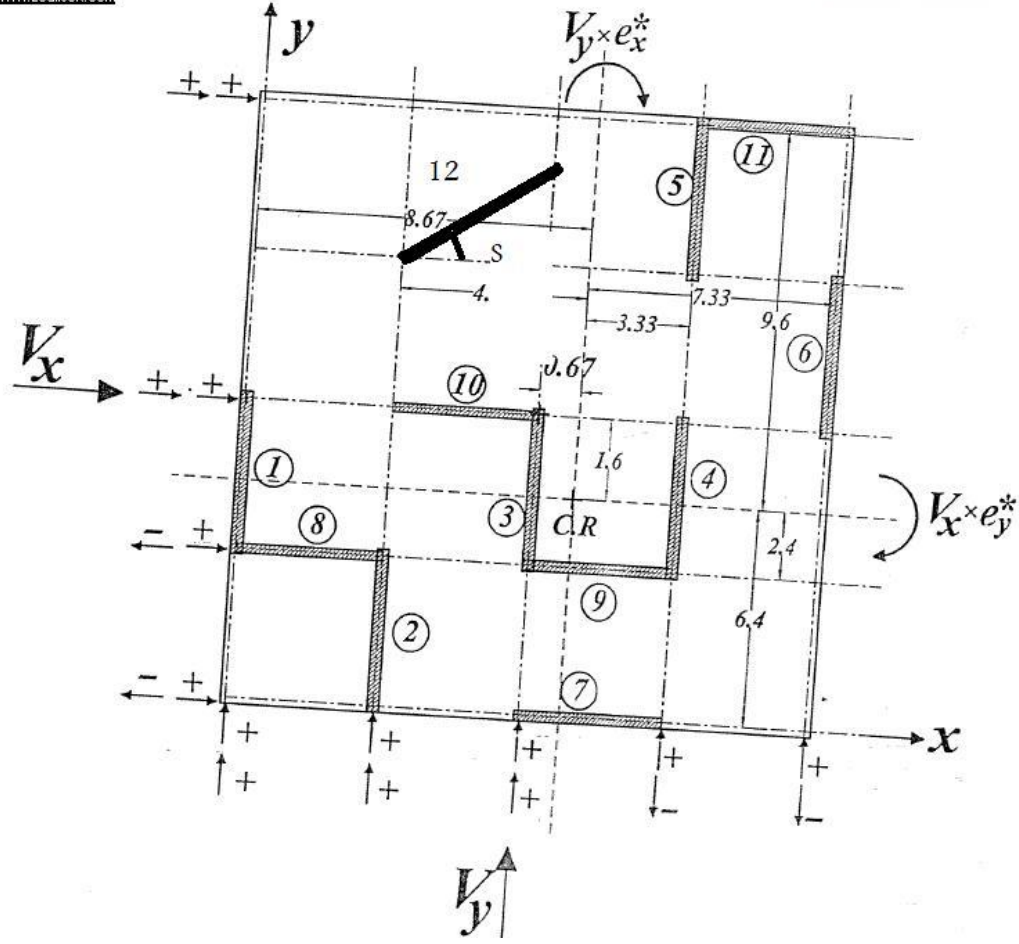
القياس:

المشاركة الأصلية كتبت بواسطة musa

السلام عليكم انا عندي مبنه زعت فيه الشير وول مشان مقاومة الرياح و الزلازل بس بلزمني احسب وبدي احسب كمان center of rigidity center of mass لكل من ال shear wall اللي انا وزعتهم بالمبني بشكل متناسق بس هسه في مشكله عندي بحساب center of mass و ال center of rigidity لان في عندي مصعد بشكل مائل جاي كيف فيني احسبلو بهذه الحاله كيف فيني اوجد ال moment of enirtia لحائط او للمصعد وهو بشكل مائل بالنسبه لغيره و ارجو الاجابه على سؤالي لان جزء من مشروع تخرجي و شكرا لك

بخصوص سؤالك:-

طريقة حساب Moment of Entitia للعناصر المائلة لحسابها في تحديد Center of Mass وكذلك Center of Gravity  
ولتوضيح ذلك ارفق لك الرسم التالي



في البداية نعين المحور الرئيسي للحساب X & Y ويؤخذ في زاوية المبنى كما في الصورة  
 بالنسبة للعناصر الموازية لمحور X نحسب  $I_y$  أي (11,9,7,8,10) ونهمل  $I_x$  لصغرة وكذلك الامر عندما نحسب  
 العناصر الموازية لمحور Y نحسب  $I_x$  أي (1,2,3,4,5,6) ويهمل  $I_y$   
 أما بالنسبة للعنصر رقم 12 والذي هو بشكل مائل يتم حساب لمحور واي هو  $I_{x12} = I_x \cdot \cos S$  حيث ان ميل هذا  
 الجدار بمقدار S درجة عن محور X ولحساب عزم العطالة لمحور X يتم عن طريق  $I_{y12} = I_y \cdot \sin S$   
 واذا كان لديك بدل الجدار المائل جدران مصعد يتم الحساب بنفس الطريقة اذا تم تقسم الجدران حيث يتم اسقاطها على  
 محور X و Y  
 ويمكن كذلك الحساب بطريقة ثانية بالنسبة للمصعد يتم حسابه بالنسبة لمحاور الداخليه ومن ثم اسقاطها على المحاور  
 الرئيسية.  
 اتمنى ان تكون الاجابه واضحة لك.  
 ولمزيد من المعلومات يمكنك مراجعة المنتدى بموضوع محاضرات جامعة القاهرة حيث يوجد شرح كامل لامثله على  
 حساب جدران القص يمكنك الرجوع اليها.

## اطرح المشكلة التالية

رزق حجاوي

استشاري الهندسة المدنية

القياس:

المشاركة الأصلية كتبت بواسطة العبد الفقير

اخواني لاحظت في مبنى قريبي وجود عامود معدني steel column مائل أكثر من 10 فما هو الحل لعلاجه؟

في البداية لم تذكر موقع العمود ( طرفي - مركزي - ركني ) وكذلك ارتفاع العمود وكذلك مقدار الانحراف 10 ( ملم او سم).

فاذا كان مقدار الانحراف 10 ملم وارتفاع العمود 3.5 متر يكون مقبول.

ولكن لضبط شاقولية العمود بشكل عمودي Vertically للاعمدة المعدنية يكون من خلال

1- يتم تركيب صواميل Nuts على براغي التثبيت تحت منسوب صفيحة الاساس المعدنية للعمود

Installation Nuts on the anchor polts under base plate of steel column

2- معايرة الصواميل Nuts بحيث تكون على منسوب واحد Leveling the Nuts

3- تركيب العمود المعدني على الصواميل وتثبيته والتأكد مرة اخرى ان الاستقامة الافقية والعمودية صحيحة واذا كان هناك اي خطأ في الميل العمودي Vertically للعمود يتم التعديل من خلال الصواميل السفلية بالرفع او التنزيل ( تحت صفيحة الاساس للعمود)

بهذه الطريقة يتم تركيب كامل الاعمدة

4- قياس المسافات بين الاعمدة في الواقع والتأكد من مطابقة هذه القياسات مع الاطوال للجسور Beams الرابطة بين الاعمدة فاذا كان هناك اختلاف في القياسات بين ابعاد الاعمدة واطوال الجسور سيؤدي ذلك حتما لاختلاف عمودية = شاقولية Vertically للعمود.

## اطرح المشكلة التالية

رزق حجاوي  
استشاري الهندسة المدنية

القياس:

المشاركة الأصلية كتبت بواسطة العبد الفقير

مرحبا أنا عندي عدة أسئلة وهي:

1- ما نوع الأعمدة التي توضع تحت formwork للبلاطات والأعمدة والأساسات وكم العدد المطلوب ؟ أتمنى الفقرة من الكود الموضح

بالنسبة لسؤالك الاول : "ما نوع الأعمدة التي توضع تحت formwork للبلاطات "فهي تختلف حسب نظام الطوبار المتبع فالنظام التقليدي او الشعبي في الابنية السكنية يستخدم الخشب قياس 2 انش في 4 نش (10\*5سم woodstud) وقد يستخدم ايضا الجك المعدني Steel stud وهناك في الحالات التي يكون فيها سماكة البلاطة slab كبيره او الارتفاعات كبيره يستخدم السقائل teel ferme وهذه الانظمة غير محددة النوع في الكود وانما تشترط ان يكون نظام الطوبار = الكفراج = الشدة Formwork يستطيع تحمل الاحمال ( الحية live load والميتة او الساكنة Live load والجانبية Latral force )





الجبك المعدني Steel Stud



السقائل المعدنية Steel Fram

وهناك العديد من الشركات المتخصصة في مجال Formwork يمكنك الاستفادة أكثر في هذا الموضوع

[http://www.doka.com/doka/en\\_global/index.php](http://www.doka.com/doka/en_global/index.php)

<http://www.peri.com/ww/en/index.cfm>

<http://www.builderbill-diy-help.com/concrete-formwork-slabs.html>

اما بخصوص بقية سؤالك فلم استطع فهمه.

2- في حال صدئ قضبان الحديد كيف يمكن إلغاء الصدئ من القضبان (الطريقة) ؟ وكيف حماية قضبان الحديد من الصدء (الوقاية) ؟ أتمنى الفقرة من الكود

"في حال صدئ قضبان الحديد كيف يمكن إلغاء الصدئ من القضبان (الطريقة) ؟ يكون بتنظيف الحديد وهناك عدة طرق

-الطريقة اليدوية باستخدام الفرشاه المعدنيه.

-بواسطة القذف الرملى = فرد الرمل Sand blast وقد تم شرح الطريقة والصور لها في مشاركته سابقه هنا يمكنك الرجوع اليها.

اما طرق الوقايه فهي تعتمد على سبب الصدأ ( هل هو من الاملاح او الكربون )وعلى مصدر المسببات وهناك عدة طرق

1- تحسين نوعية الخرسانه concrete باضافة مواد تحسن من الخرسانه بحيث تقلل من الامتصاص الخرسانه للماء absorption ومن هذه المواد السليكا.

2- دهان حديد التسليح بماده الايوكسي epoxy او Nito prim Zinc rich

3- عزل الخرسانه بمواد العزل وهي انواع متعدده.

4- الحماية المهبطية لحديد التسليح Cathod protection

وقد يتم استخدام احد الطرق الاربعه السابقه او اكثر من طريقه ويمكن استخدامها كلها حسب طبيعه الحماية المطلوبه \* هذا بشكل مختصر وكل طريقه تحتاج الي شرح

## اطرح المشكله التاليه

### رزق حجاوي

استشاري الهندسة المدنية

المشاركة الأصلية كتبت بواسطة dedo\_eng

السلام عليكم ورحمة الله وبركاته

ارجو المشاركة بسؤال واملي كبير في مشاركات مثمرة من الاخوة الاعضاء

في احد الفيلات كان سقف الدور الارضي من النوع ال Hurdi وكان السلم المؤدي للدور الاول دائري الشكل تم الانتهاء من اعمال النجارة Form Work وحديد التسليح للسلم وتم تسليمها ومنتظر البدء في عملية الصب وقبل الصب بساعات اكتشفنا ان السلم به خطأ في التنفيذ ويجب اعاده تنفيذه من جديد لانه غير مطابق للابعاد الموجودة في اللوحات المعمارية السؤال هنا هل يتم صب البلاطة الخرسانية بدون السلم وعمل اشارير للسلم ام يتوقف العمل حتى يتم تنفيذ السلم حسب المخططات

المشكلة ان مهندس الموقع اتخذ قرار بصب البلاطة بدون السلم بالفعل وتم استخراج اشارير لربط السلم فيما بعد

ولكن المشكلة ان الاشايير التي استخرجت للسلم اتضح فيما بعد انها ليست كافيه حسب المخططات الانشائية

ارجو المشاركة بالحلول من السادة المهندسين على كل مرحلة من سؤالي وهي

#### السؤال الاول

1- لو كنت في مكان مهندس الموقع واكتشفت خطأ مثل هذا من البداية هل من الصحيح صب البلاطة بدون السلم/

بالتأكيد لن اسمح بالصب قبل معالجة الخطأ حتى لو ادى ذلك الى تأخر الصب

ومن وجهة نظري يجب على المهندس المشرف التدقيق على الاعمال اول باول اي من مرحلة الشدة وبعد ذلك الحديد طوال مراحل العمل وعدم الانتظار حتى يقدم المقاول في نهاية العمل للتدقيق عليه لان هناك تكون صعبه الحل ويولد مشاكل بين المشرف والمقاول عندما يخبره بان هناك خطأ ويحتاج الى تأخير العمل.

#### السؤال الثاني

2- ما هي طريقة الحل في ان عدد الاشايير ليست بالعدد الكافي في حالة اخذ قرار الصب بدون السلم/

في مثل هذه الحالة يعاد تصميم الدرج حسب عدد قضبان التسليح فاذا كانت محققة لشروط التصميم تكون مقبولة اما اذا كان التدقيق يعطي ان حديد التسليح غير كافي فيمكن حل المشكله كما يلي

- زيادة سماكة بلاطة الدرج

- زيادة قطر قضبان حديد التسليح.

- زرع قضبان اضافيه وتشبيها بمواد كيميائية ( مواد شركة هلتى او سىكا او غيرها من الشركات) وتحت اشراف مهندس متخصص.

- تغيير اتجاه التحميل لبلاطة الدرج

### السؤال الثالث

3- هل من الصحيح اصلا تأجيل السلم باي شكل/

من وجهة نظري نعم تأجيل الصب افضل الا اذا كانت هناك ظروف خاصه فيجب البحث بطريقة تصحيح قبل الموافقة على الصب ودراسة المخططات بشكل افضل ، فقد كان من الممكن حل المشكله قبل بدء الصب بوضع حديد التسليح المطلوب حسب المخططات.

اسف للتأخر في الرد بسبب الظروف التي يعيش فيها اهلنا في غزة

**رزق حجاوي**

استشاري الهندسة المدنية

اقتباس:



المشاركة الأصلية كتبت بواسطة م.الخيال الجامح  
سيدي المهندس رزق انا شخصيا مهندس مشرف...واتفق معك تماما في الية الحل اذ ان مادة القراوت قد تعمل على سد هذه الفجوات وزيادة التماسك...ولكن لي سوال ماهي اهم خواص هذه المادة واثارها السلبية على المدى الطويل مع اعمال البياض.... ودمتم

من خلال تجربتي مع مواد تثبيت حديد التسليح بالخرسانه لم اسمع انه حديث مشكله اذا كان تنفيذها قد تم بشكل صحيح وتم فحص القضبان على الشد للتأكد من قوة التماسك بينها وبين الخرسانه وانه قد تم تعبئة الفراغ بين قضيب التسليح ومكان الحفرة Hole وانه قد تم الحفر للعمق المطلوب ( ان شاء الله في اقرب فرصه ساكتب موضوع بهذا الخصوص بشكل مفصل).

اهم خواص هذه المادة قدرتها الكبيره على التماسك مع الخرسانه وحديد التسليح وكذلك قوة الكسر العاليه لها وسرعة تصلبها.

اما اذا كان قصدك عن المواد الخاصة بالاصلاح للخرسانه ( سراء وجود فراغات او التعشيش Segregation ) فحقيقة العمر الافتراضي لهذه المواد قليل نسبيا ويعتمد على الظروف المحيطة.

ففي المنشآت القريبه من البحر عمرها لا يتجاوز الخمس سنوات اما بخصوص اعمال البياض او الدهان فقد يحصل بعض التأثير من حيث اختلاف اللون او وجود تشققات شعريه مع البياض ولكنها اثار قليله يمكن القبول بها لحل مشكله.

## اطرح المشكله التاليه

**رزق حجاوي**

استشاري الهندسة المدنية

اقتباس:



المشاركة الأصلية كتبت بواسطة ناصر الخليفي  
سلام عليكم ورحمة الله وبركاته  
اخواني بنيت محلات تجاريه بمساحة 40\*5 بمعد 10 محلات كل محل 4\*5  
وكانت القواعد الخرسانية بمساحة 1م\*1م بارتفاع 50سم والعمدان 20سم\*25سم بطول 3.5م  
السؤال  
هل يتحمل المبنى انشاء دور ثاني من الصبة الاسمنت او عمله بسقف حديد شينكو

يعتمد ذلك على ما يلي

1- هل تم تصميم المبنى لطابقين ام لا.

2- قوة تحمل التربة.

3- قوة الخرسانه للقواعد والاعمدة.

4- حديد التسليح للقواعد والاعمده.

5- الاستخدام الذي سيتم للطابق الجديد

6- عمر المبنى الحالي

ومن حيث المبدأ فان استخدام سقف معدني واعمدة معدنيه بالتأكيد اقل وزنا من استخدام الخرسانه.

افضل ان يتم استشارة مكتب هندسي للتأكد من التصميم السابق او التأكد من تصميم المبنى وتصميم الطابق المقترح

## اطرح المشكلة التالية

رزق حجاوي  
استشاري الهندسة المدنية

القياس:

المشاركة الأصلية كتبت بواسطة اسلام مصطفى محمد ▶  
مشكلة تنفيذية حدثت واحتاج رأيكم فيها واسباب حدوثها كنت اعمل لدى مكتب هندسي ومعى صاحب المكتب (مهندس) وكذلك 2 مهندسين آخرين وكل واحد ماسك موقع او اثنين ماعدا مهندس زميلي ماسك مصنع واحد فى مدينة بدر فى طريق السويس كان المصنع عبارة عن قواعد منفصلة واعمدة بطول 10 م وسقف solid slab وكان مقسم الى 24 joint expansion joint مساحتها 40\*40 m2 وكان ابعاد الكمرة , WIDTH=60 CM , L=12 M , DEPTH=1.8 M وسمك السقف 12 سم فى احدى مرات صب السقف طبعاً البدء فى الصب حوالى الساعة 6 ص ( المهم المهندس جه حوالى الساعة 7 ص يعنى كانوا بدءوا فى الصب وبعد ما وصل بحوالى 10 دقائق السقف كله انهار بس الحمد لله من غير خسائر بشرية المهم لما سألت زميلي عن السبب قاللى ان لما طلع فوق (على الاسقف المصبوبة سابقاً) لقاهم بيصبوا فى الكمر الثقيل اللي فى المنتصف مرة واحدة لغاية لما اتملت على الآخر وفجأة السقف انهار فأرجوا ان يستفاد جميع المهندسين ان يتواجدوا قبل الصب وعدم الاعتماد على المشرفين فقط وكمان أرجو من المهندسين ان يعطونا هنا خبرتهم اثناء صب السقف يعنى مثلاً نبدأ من اين ؟ من الاطراف ولا فى المنتصف ونبدأ بالكمر الثقيل الاول ولا الخفيف وهكذا!!!!!! وبيتهالى ان الموضوع مهم وشكر!!!!!! لكم جميعاً واسف على الاطالة

اشكرك على مشاركتك وبقوتك اتفق معك ان هذا الموضوع مهم وحالة الانهيار التي ذكرتها وللأسف منتشره في كثير من المواقع وفي كافة البلدان.

لوضع تصور للمشكلة اولا ومن ثم الحلول الهندسيه لهذه المشكله اتمنى عليك ما يلي

1- اذا كان هناك صور للمبنى حتى ولو كان قائماً.

2- عمل سكتش ( او مخطط اذا كان متوفراً ) بين التباعد بين الاعمدة وسماعة البلاطة thickness of slab وابعاد مقاطع الجسور ونوع البلاطة المستخدمة.

3- نوع الارضية التي تم عمل الشدة عليها ( هل هي من الخرسانه او من مواد الردم=الدفان=الطعم=backfill

4- نوع الشدة= الطوبار formwork=shuttering التي تم استخدامها في اعمال البناء للبلاطة

5- التباعد بين قوائم الدعم= vertical studs

وان شاء الله بعد سأرد عليك بالتفصيل وبشكل محدد لنعم الفائدة على الجميع.

اسلام مصطفى محمد  
عضو فعال جداً

الف شكر يا باشمهندس رزق حجاوي اولا لردك وكذلك لاهتمامك بالسؤال وسأحاول ان اساعدك على قد ما اقدر  
1- اولا للأسف ليس عندي اى صور للمصنع ولكن سأمدك بكل ماتريد من تفاصيل للايضاح ورسم صورة عندك لحل تلك المشكلة التي اراها مصيبة لأى مهندس فى الموقع وخاصة ذوى خبرات سنين قليلة لأنها تصيبهم بالهلع عاوز اقولك زميلي ده قعد حوالى 5 اشهر خايف يطلع على سقف يستلمه ولكن المهم

1 - الم صنع بكل بساطة عبارة عن 24 فاصل تمدد كل فاصل يتكون من الاتى :

2 - القواعد مسلحة منفصلة مرتبطة مع بعض بسملات وجاسئة على قواعد عادية

2- اعمدة بطول 10 قطاعه من ( 1م\*1م ) الى (70سم\*70سم ) المسافات بين الاعمدة فى الاتجاهين متساوية وهى 12 م فى الاتجاهين بمعنى الصف الواحد مكون من 5 اعمدة فى الاتجاهين ومعنى ذلك ان الفاصل فيه 25 عمود وطبعاً

البحور الواسعة دى متطلبات ضرورية خاصة انه مصنع غزل ونسيج و يتطلب مسافات واسعة للماكينات

3- السقف زى ماشرحت لحضرتك على ارتفاع 10 م السقف عادى جداً عبارة عن solid slab الكمر كله متحمل على الاعمدة( رئيسى ) العمق يتراوح ما بين 1.2م الى 1.8 م العرض 60 سم البحر طبعاً 12 م

4- السقف سلاب سمكها 12 سم كان فرش وغطا قطر 10 مم 5 \ المتر

5- نوع الارضية فرشاة من العروق على تربة مدموكة

6- الشدة خشبية وكانت عبارة عن قوائم 10 سم 10 سم عروق فلليرى والمسافات ما بينهم من 60 الى 70 سم وتحت قيعان الكمرات بنحط كمان قوائم مساعدة لازقة فى قاع الكمرة لزيادة تدعيم وتقوية الكمرات

7- وهذا النظام احنا صبيناه بيه قبل كده 4 اسقف وكان شغاً!!!!!!!!!!!!!!

8- بيتهالى من خبرتى الضئيلة والمتواضعة الخطأ كان فى اسلوب الصب نفسه كما شرحت لحضرتك قبل كده وطبعاً الرأى الا صوب لحضرتك وياريت تعطينا خبرتك فى صب الاسقف من الناحية التنفيذية والمهنية اثناء صب السقف يعنى



مثلا نبدأ من اين ؟ من الاطراف ولا فى المنتصف ونبدأ بالكمر الثقيل الاول ولا الخفيف وهكذا وذاك لزياد تماسك الشدة وعدم تمايلها خاصة الخشبية

## محلی 2003

استشاری الهندسه المدنيه

لي بعض التعليقات علي هذه الحالة:

اعتقد يا حاج اسلام البلاطه دي سمكها غير كافي لو كان البحر  $12 * 12$  متر - لان المفروض طبقا للكلود المصري تقسم البحر علي 44 اعتقد لكي تحصل علي سمك كافي وآمن للديفليكشن - ولو ان الكلام ده مالهوش علاقه بعملية الانهييار اثناء الصب - انما كان سيؤدي الي الانهييار بعد الفك هههههههههههه  
بالنسبة للحمل الناتج من وزن متر طولي للكمرات =  $1.2 * 0.6 * 2.50 = 1.80$  طن / متر طولي - وولو انت عامل تدعيم بعروق تحت الكمره بحيث ان كل نصف متر يوضع عرق يعني قطاع العرق هايبقى معرض لحمل =  $900 / 100 = 9$  كجم /سم<sup>2</sup> - ده لو الكمره عمقها 1.2 متر لكن لو 1.8 متر يبقى اضرب الاحمال دي- 1.50 \* واعتقد الاحمال دي كثيره جدا علي العروق - خاصة ان ارتفاع الشده 10 متر وفي مشكله ثانيه ان ممكن تكون طريقه توصيل العروق ببعضها فيها عيوب  
العييب ممكن يكون مش في النظام الخاص بالشده انما يكون في طريقة تنفيذها بحيث تكون محسوبه لتقاوم الاحمال اللي عليها بالاضافه لتقويتها وتربطها ببعضها باسلوب جيد . والله اعلي واعلم ،،،،،،،،،، وشكرا

## رزق حجاوي

إستشاري الهندسة المدنية

اتفق مع ما ذكره المهندس محي واصيف ما يلي

### 1- المعلومات بخصوص البلاطة والجسور غير واضحة بالنسبة لي.

2- في البداية قبل البدء باعمال الشدة = الطوبار =formwork=shuttering يجب القيام بما يلي

-يمنع استخدام الشدة الخشبية التي تستخدم العروق = الخشب لدعم العمودي للشدة لان قدرة تحملها على الاحمال الرأسية ( يمكن استخدامها في شدة البيوت الشعبية حيث تكون سماكة البلاطة slabs والكمرات = الجسور beams قليل وارتفاع البلاطة لا يتجاوز 3 متر).

**!Error**



لا حظ الترابط المائل X للدعم العمودي

- 3- في البلاطات التي تكون بارتفاع اكثر من 3 متر وسماكة اكبر 35 سم فيجب تقديم ما يلي
- تصميم الشدة على الاحمال ( وزن الخرسانه + الحديد + احمال حيه + ضغط مضخة الخرسانه ) حيث يتم تصميم الشدة على هذه الاحمال.
  - حساب الاحمال على الدعامات العموديه ( العروق stud ) مع الاخذ بعين الاعتبار الارتفاع حيث انه كلما زاد الارتفاع قل قدرة التحمل.
  - يجب تربيط الشدة بشكل متقاطع ( شكل X ) لمنع الانزياح الجانبي.
  - عندما يزيد الارتفاع عن 4 متر يجب استخدام السقائل المعدنية.





!Error





!Error



!Error





لاحظ الربط على شكل X للشدة المعدنية

- تقدم مخططات وحساب الاحمال من مهندس متخصص ويتم اعتمادها من المكتب المستشار ويتم التأكد منها عند التنفيذ.
- وإذا طبقنا الشروط السابقة بخصوص الحالة التي ذكرتها فنجد انه لم يتم تطبيق اي منها ؟؟؟؟.
- هل كان هناك حساب للشدة وقدرتها لحمل الناتجة عليها.
- كيف يمكن حساب قدرة تحمل العروق والوصلات في الحالة التي ذكرتها.
- الدعم المائل بين البلاطة والارضية او الاعمدة (شكالات على شكل X) اكيد لم يكون موجود وهو من الاسباب الشائعة في انهيار الشدات حيث لا يوجد ما يمنع القوة الافقية.  $lateral\ force$

### ماجدان

عضو متميز

أوافق تماماً كل ما جاء به الأساتذة م. محي و م.حجاوي

- 1- حتى لو سمك البلاطة شغال وده طبعا صعب جدا يبقى تسليحها مستحيل يكون 5 أسياخ بالمتر
- 2- القوائم حتى لو هتشيل أكيد في برندات على أكثر من منسوب ومش مجرد ألواح عاديه لأن العمود لو هيشيل وده بردو طبعا صعب هيجصلو أنبعاغ مفيش كلام الارتفاع 10م كبير وكمان وصلات العروق أكيد لم تكن ممتازة والتقويات أكيد كانت أى كلام

يعنى خطأ في تصميم القطاع الخرساني ( يحدث انهيار بعد فك الشدة الحاملة ) ( لو الشدة شالت أصلا وخطأ في تصميم الشدة الخشبية ) يحدث انهيار فعلى وفورى أثناء الصب ( وده اللي حصل

في رأى المتواضع أن مش سبب الانهيار صب الكمرات الثقيله أولا

و أن صديها كاملة ليس السبب مع أن صب قطاع كامل بعمق أكبر من ( 25 - 30 ) سم خطأ فادح ويمنع الكود ذلك حتى وإن كان الكود قد يسمح أحيانا بموافقة أستشاري المشروع ( الموقع ) بصب عمق يصل إلى 40 سم إن لم تخوننى الذاكره

إلا أنه لو فرض وان هذا الخطأ حدث ..... يعنى لو تم صب كامل قطاع الكمره كاملا فسيحدث فك لجانب الكمره أو قيعانها ( الكمره تضرب )



الاططاء اول باول).

3- التأكد من المسافات بين الدعم ( وهو كما تم شرحه بالتفصيل في المشاركة السابقة حيث يجب ان تحقق شروط التصميم). وكذلك التأكد من ان الدعم = العروق Studs كلها مشدودة وان تكون الارضية التي تم التخميل عليها صلبة ( خرسانه ) واذا كان على ردم ( مع انني اقبل بذلك بتحفظ ) ان تكون الردم مطابق للمواصفات من حيث قوة الدمك ولا يقل فحص البركتور المعدل عن 95% وان يتم الواح خشب ( 2 × 8 inch ) ويجب التأكد من ان اسفل الدعم يرتكز مباشرة فوق الخرسانه او فوق الالواح في حالة الدعم يكون على ردم ويمنع ان يتم وضع بلوك block او قطع خشب تحت الدعم.

4- التأكد خلال الصب ان الاعمدة والجدران قد تم صبها لمنسوب +2.5 الى 3 سم فوق منسوب الشدة ( لان ذلك يعطي دعما للشدة ضد القوى الافقية ( lateral force ) وان يتم تربيط الشدة للبلاطة مع الاعمدة بشكل مائل X وخصوصا في الجسور = الكمرات الساقطة Drop beams لان ذلك يمنع اي حركة افقية وبالتالي يمنع انهيار الشدة خلال الصب.

5- عند صب الجسور الساقطة drop beam يتم صبها على مراحل بحيث لا يزيد طبقة الصب عن 30 سم في كل مره وعدم ترك فاصل زمني بين طبقات الصب عن 30 دقيقة.

6- تم البدء بالصب من ابعد منطقة المقابله للخروج.

7- عندما يتم التأكد من الشدة وسلامتها لا يهم من اين نبدأ بالصب لانها امنه باذن الله.

8- خلال عملية الصب يجب دائما التأكد من الشدة (الدعم) ويقوم بذلك مراقب له خبره بالشداد للتنبيه من اية مشاكل قد تحدث.

هذه اهم الوسائل لمنع الانهيار في الشدة خلال الصب.

## اطرح المشكلة التالية

**رزق حجاوي**  
استشاري الهندسة المدنية

ورد السؤال التالي من المهندس مصعب المصعب

اقتباس:

كيف يتم تحديد الكانات في الهوردي متى تكون مفتوحة او مغلقة وكم يساوي طول الامتداد للكانات المفتوحة كيف يتم حساب عدد الطوب البلوك في السقف الهوردي؟

المساحة ام يتم حساب عدد الطوب والخرسانه بالتفصيل؟

وقد كانت الردود كما يلي:

المهندس رزق حجاوي

اقتباس:

حسب شروط الكود تكون الكانه link=stirrups مغلقة عندما يكون هناك قوى فتل على العنصر الانشائي قوة torsion force

اقتباس:

-عندما تكون المكنتة زلزالية وتم تصميم المبنى ضد الزلازل.

-عندما تكون الاعصاب مستمره continuous rib وبالتالي نحتاج الى تسليح علوى لمقاومة العزم السالب فوق المساند

Negative Moment

وفي العموم نادرا ما تستخدم الكانات المفتوحة سوى بالمشاريع الاهليه والتي لا يتم تصميمها هندسيا.

الامتداد للكانه المفتوحة على الجانبين بحدود 10 سم..

عدد الطوب hurdi block يكون بعد القطع الكامله واجزاء القطع النصف او اكثر تعد واحده اما الاقل من النصف فلا

تحسب ويحسب حسب المخططات ويجب ان يطابق العدد كما تم تركيبه موقعا.

اما الخرسانه فتحسب بالمتر المكعب ويخصم حجم الفتحات والبلوك(الربس)

عندنا Span نشوف هو كام و نحط Solid Part في الاول و في الاخر بحيث يكون البحر الباقي مقسوما على عرض البلوك يساوي عدد صحيح

المهندس ابو الحلول

القياس:

التسليح أصغري حسب اشتراطات الكود المعتمد في التصميم.

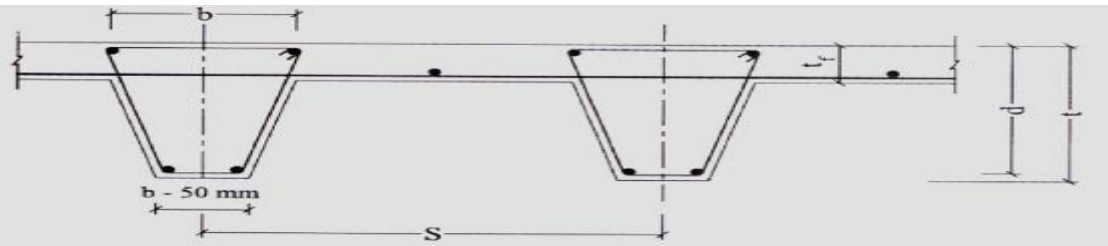
من الكود العربي السوري:

ج- تكون مساحة قطاع قضبان التوزيع العمودية على الأعصاب في المتر  $\frac{1}{5}$  مساحة قطاع

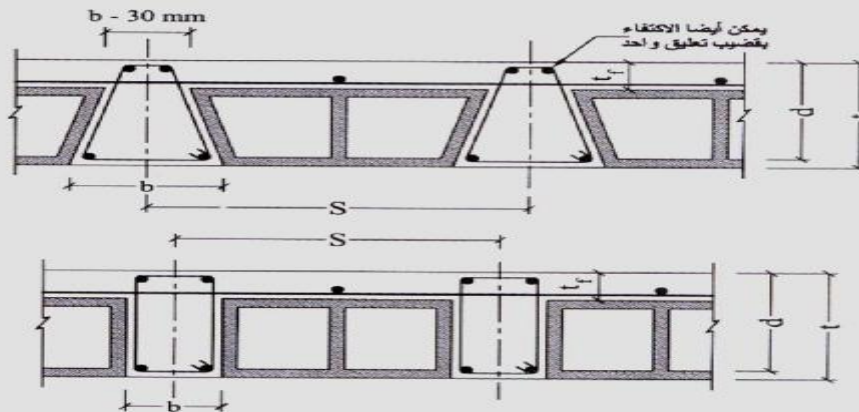
التسليح الرئيسي في المتر، وبعد أدنى  $\phi 6 \text{ mm}$  كل 200 mm

د- تكون أقل كمية لقضبان التوزيع الموازية للأعصاب (ضمن بلاطة التغطية) هي بلوكة

$1\phi 6 \text{ mm}$  / على أن يوضع قضيب بقطر  $\phi 6 \text{ mm}$  بين كل عصيين متجاورين. (الشكلان ١١-٧ و ١٢-٧).



الشكل (١١-٧) بلاطة مفرغة ذات أعصاب صريحة منفذة بقوالب مؤقتة



الشكل (١٢-٧) بلاطة مفرغة ذات أعصاب صريحة منفذة بقوالب دائمة



## همفي جديد

تحية اجلال واكبار للاحبة والزلاء من السادة المهندسين والمهندسات الذين اترفونا ولازالوا يترفونا بمجهود ايمانهم من الخبرة العملية وخصوصا الاخ العزيز المهندس رزق حجازي وجعلها بمتناول زملائهم لياخذوا باحسنها عند مصادفتهم لمثيلها في حياتهم العملية  
اتمنى ان تقبلوني صديقا متواضعا لكم وتكونوا لي عوناً في المشاكل الي سوف اطرحها عليكم فاسمع منكم مايناسب حلها ان امكن ذلك وابدا بالاولى  
- توجد لدينا في المؤسسة التي اعمل فيها اضافة طوابق اضافية قدرها اثنين لبناية منفذ منها فقط الطابق الارضي حيث كانت متطلبات فضاءات الطوابق الاضافية وخصوصا الطابق الاولى ان تكون فيها قاعة دراسية كبيرة والبقية غرف معالجي لاطباء الاسنان  
المشكلة التي صادفتنا هي الواجهة الامامية حيث انه يبرز سقف الطابق الارضي الى الخارج canteliver بمقدار 60سم ولكن مساحة القاعة في الطابق الارضي تفرض على المعماري ان يمد ارضية القاعة لمسافة 1.5م cantilever وقد حاول الاستفادة من بقية المساحة الا انه طبيعة المتطلبات وضيق المساحة المحيطة بالبناية اجبرت المصمم المعماري ان يكون هناك بروز اضافي للسقف نحو الخارج من الواجهة الامامية  
السؤال هل بالامكان اجراء هذا التوسع وكيف علما ان ال cantilever سوف يكون عليه احمال اضافية من الطابق الثاني اقصد جدران غير حاملة متمنيا منكم المساعدة في هذا الموضوع واستعدادي لتزويدكم باي معلومات اضافية لغرض تذليل المسألة مع خالص تحياتي

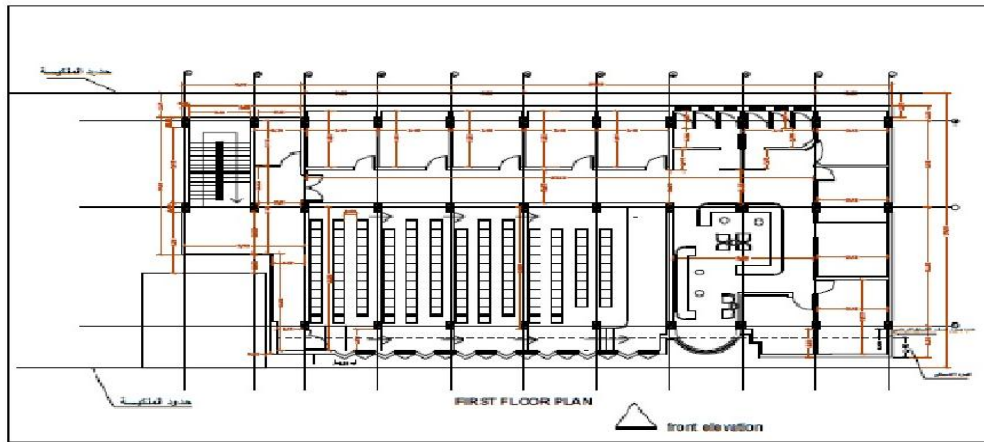
## رزق حجازي

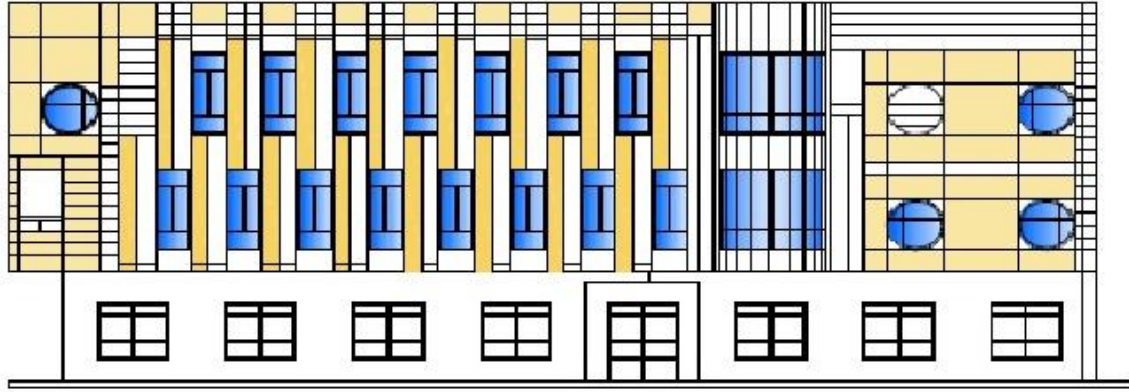
استشاري الهندسة المدنية

- السلام عليكم  
اشكرك على كلاماتك واهلا وسهلا بك اخا وصديقا لهذا المنتدى.  
من حيث المبدأ يمكن عمل هذا البروز وتحمل الاحمال للواجهة الامامية وحتى يكون الحل هندسيا واما لا بد من استكمال المعلومات التالية:-  
1- صورة للمبنى ( الواجهة الامامية).  
2- مخطط الانشائي للطابق الارضي واذا لم يوجد المخطط المعماري  
3- نوع الواجهة الامامية المطلوب تنفيذها.

## همفي جديد

وبخصوص الذي طلبته ارفقت لك المخطط المعماري الجديد والواجهة الامامية  
اتمنى ان تكون مفيدة





FRONT ELEVATION

**رزق حجاوي**  
استشاري الهندسة المدنية

السلام عليكم


اشكر لك تعاونك اتمنى عليك ان ترسل تسليح الطابق الارضي ( السقف القائم).  
والذي فهتمه من طلبك ان ترغب بمد بلاطة الطابق الارضي مسافة 70 سم.  
بخصوص بلاطة الطابق الاول وما فوقه لا يوجد مشكله.

## اطرح المشكلة التالية

**ماجدان**

عضو متميز

القبيل:

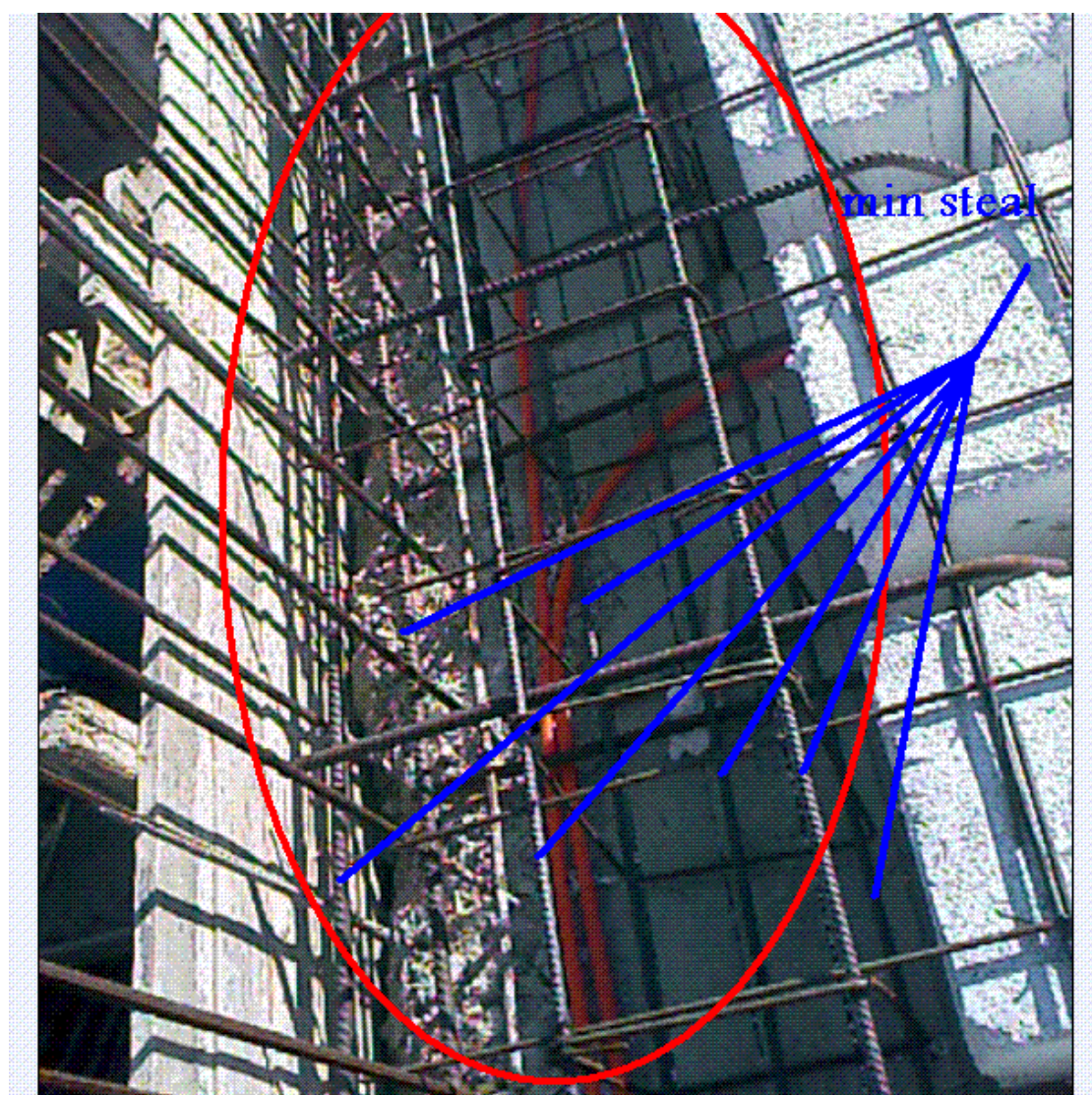
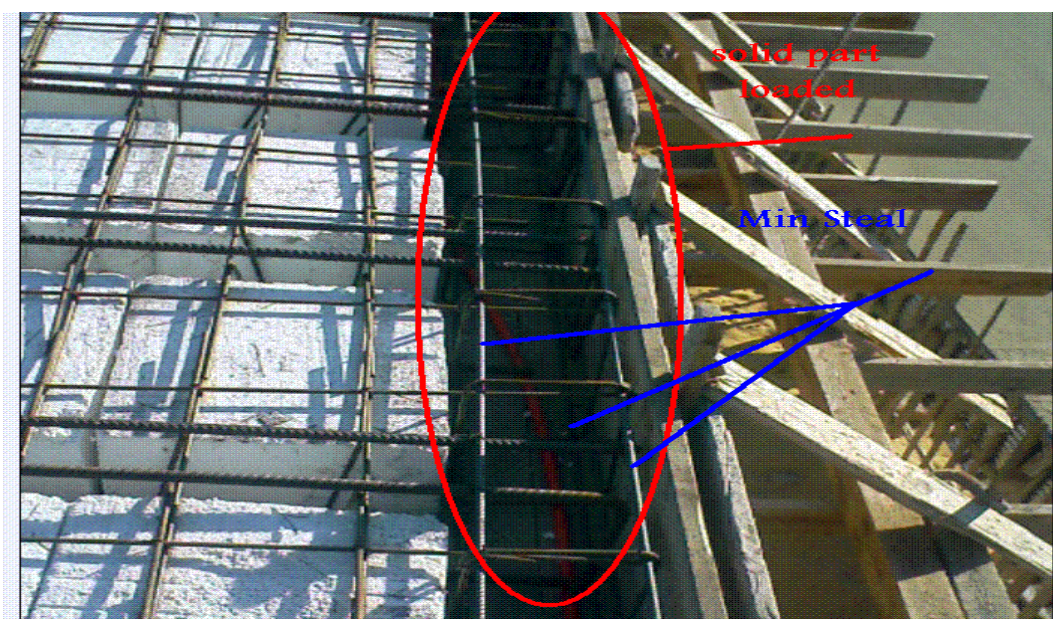
المشاركة الأصلية كتبت بواسطة عمر الخضر   
هل يوجد الجزء المصمت في كل البلاطات الهوردي؟ ويجب أن يكون في كل الدابر للباكية الواحد أم لا؟

نعم أخى الكريم يجب أن يوجد الجزء المصمت solid part من كل النواحي  
ولكن يختلف في حالة ما إذا كانت الكمرات الخارجيه للباكية ( كمرات مخفيه H.B )  
في هذه الحالة يختلف ال جزء المصمت داخل الكمره المخفيه وتصمم الكمره بكامل المساحه

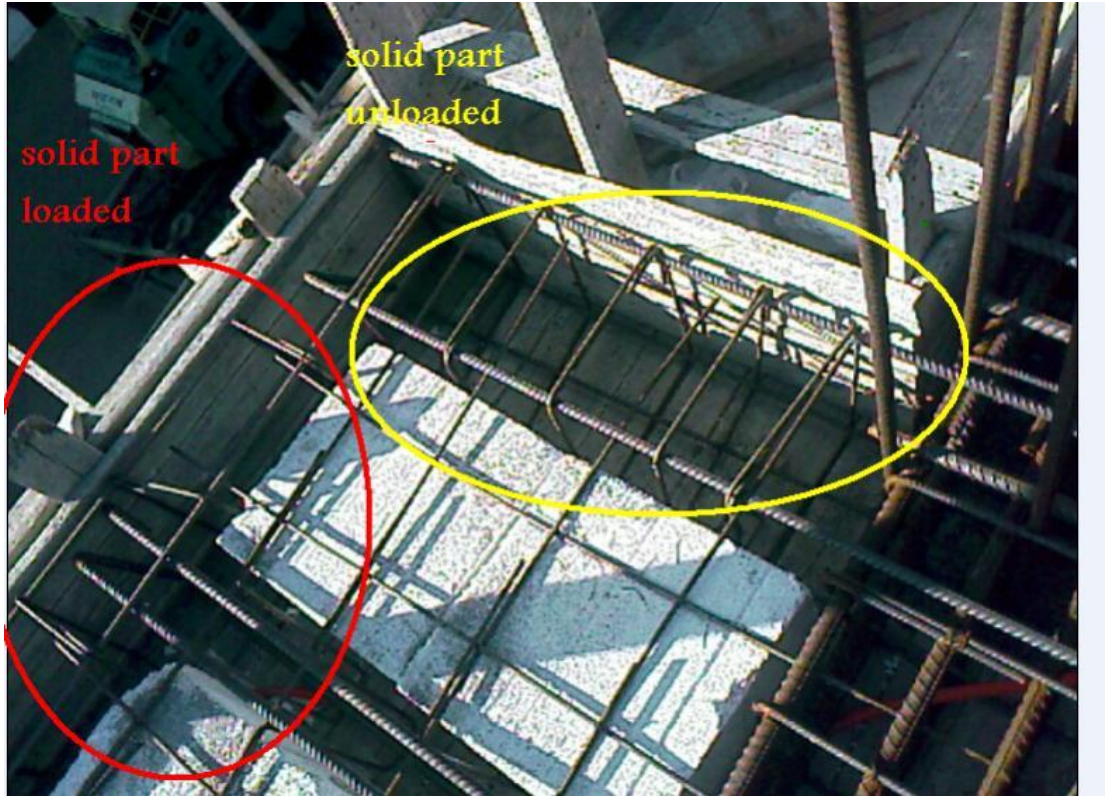
مرفق بعض الصور لعلها توضح المقصد

- 1- الصورة الأولى توضح solid part وفي حالة ان يكون ( loaded محمل ) يجب ألا يقل عرض الجزء المصمت عن 25 سم  
والجزء يسلم بأدنى تسليح لأن فائدته حصر البلوكات ومسكها ومفيش عندنا حاجه أسمها خرسانه عاديه فلازم نسلحه فيكون التسليح بأدنى حد
- 2- الصورة الثانيه توضح كما في الأولى مع اختلاف عرض الجزء المصمت ( هنا اكبر ) ويلزم تسليح أكثر وليس أكبر
- 3- الصورة الثالثه توضح solid part غير محمل unloaded ..... وآخر محمل ولهما تسليح منيم



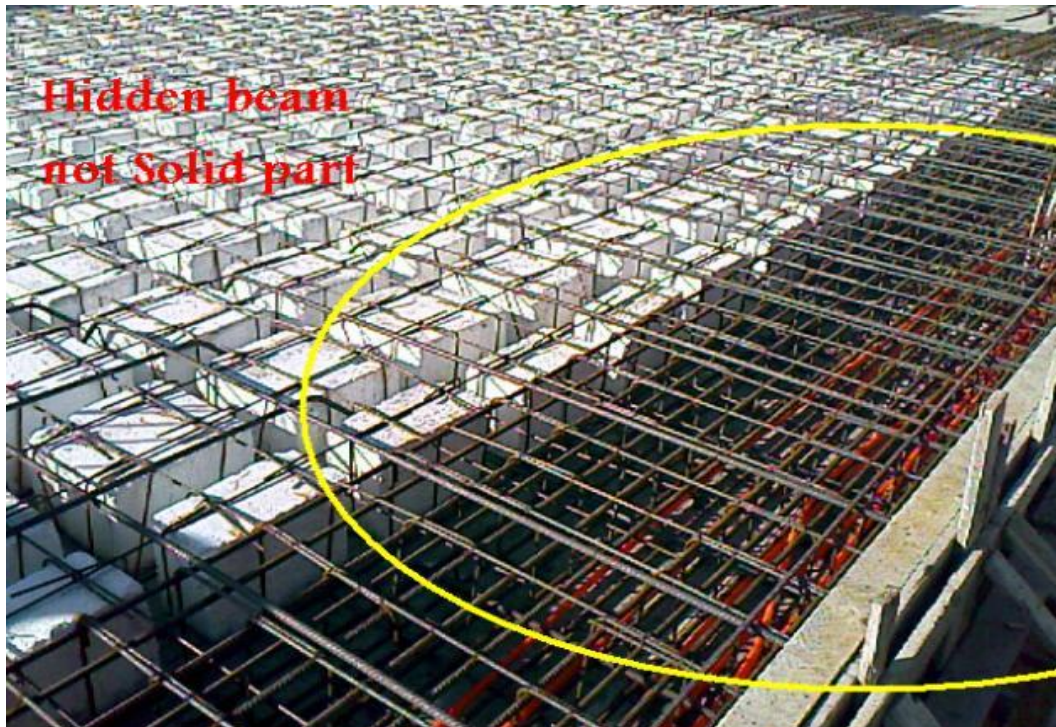




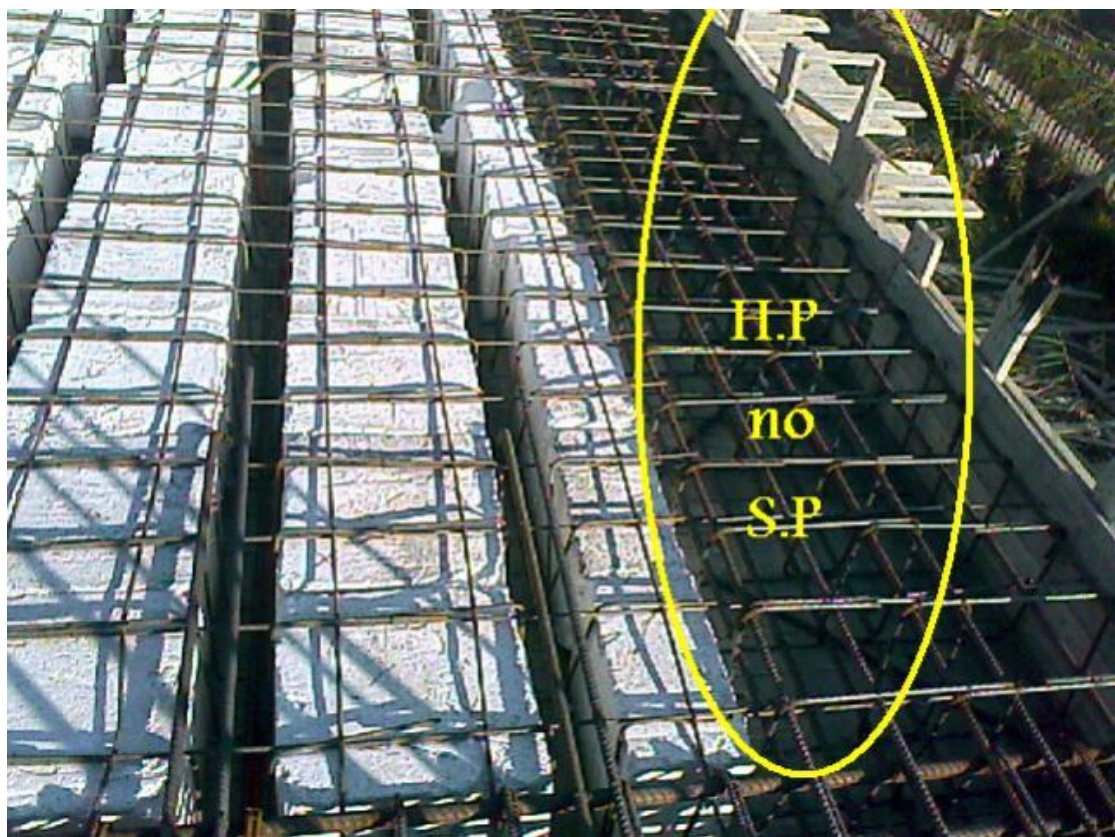


#### حالة الكمرات المخفيه

- 1- الصورة الأولى توضح كمره مخفيه محمله من جه واحد فقط وبذلك لا يوجد جزء مصممت
- 2- الصورة الثانيه توضح كمره مخفيه بين باكيتين ولكنها أيضا محمله من جه واحد لأن باكيه منهم one way والثانيه two way ولا يوجد جزء مصممت
- 3- الصورة الثالثه توضح كمره مخفيه طرفيه او خارجيه وغير محمله وكان من الممكن عمل هذه الكمره المخفيه جزء مصممت في حالة وجود كمر ساقط في طرف الباكيه الموضوحه ( مكان الكمره المخفيه)







ولاحظ الصورة الآتية

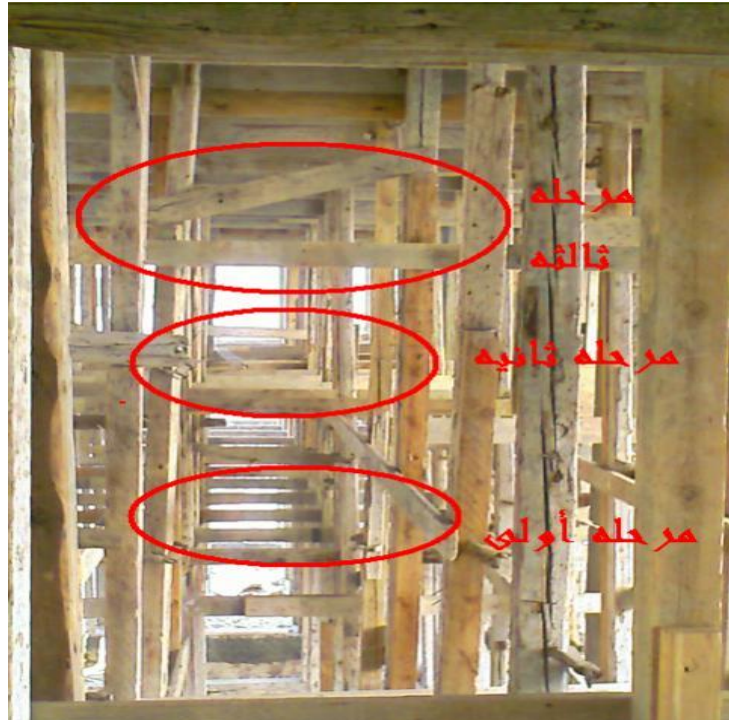
توضح وجود SOLID PART مع عدم وجود كمره ساقطه



ولكن دقق النظر تجد أن ال solid part لكابولي يعنى عشان كده مفيش أصلا كمر طرفي  
ولكن يوضع الجزء المصمت ليحكم القوالب



بالنسبه لموضوع المصنع بتاع صاحب المهندس إسلام  
ارفق صورة شدة على 6 م وشوف كثافة التشييب ومستويات التخطيط للبرندات وتوصيل الاعمده  
فما بالك بارتفاع الضعف وبيجر 12 م







اطرح المشكلة التالية

**رزق حجاوي**  
إستشاري الهندسة المدنية

المشاركة الأصلية كتبت بواسطة مدحت ابوبكر ➤

السلام عليكم و رحمه الله و بركاته

أخوانى المهندسين ديه اول مشاركته لى معكم فى هذا الموضوع

و ارجو ان استفيد من خبراتكم فى الموضوع الاتى

حيث اننى اقوم بتنفيذ مشروع عباره عن مبنى و تم الانتهاء من الدور الاول ما فى مشكله

المهم النور الاخير اللى و السطح به كمره مقلوبه عباره عن عرض 60 سم و عمق تحت بلطه 60 سم

و فى جزء المفروض ان يتم صبه بعد الانتهاء من صب السقف اى جزى من الخرسانه مقلوب

و لاسباب ماليه تم صب السقف بالكمر السفلى طبعاً

و تبقى الاجزاء العلويه من الكمر بدون صب

و تم صب السقف من حوالى 5 ايام

فممكن اقترحاتكم لحل هذه المشكله حيث ان الفتره بين الصببتين اصبحت الان اكثر من 5 ايام

و هى على فاكده عباره عن كمره على 3 اعمده

البحر الاول 12 متر و البحر الثانى 6 متر

مممكن اراكم اتصرف ازى فى الموضوع ده

و مشكوراً جميعاً

السلام عليكم

في البداية نرحب بك صديقا جديدا بالمنتدى ونتمنى لك دوام المشاركة.

حسب فهمي للمشكلة انه لديك كمره جزء منها ساقط Drop beam تحت البلاطة وجزء منها فوق البلاطة Inverted beab وانه تم صب البلاطة مع الجزء الساقط من الكمره ولم يتم صب الجزء الذي يقع فوق منسوب البلاطة وهناك جزء غير واضح في سؤالك وهو هل تم عمل الكانه Stirrups لهذه الكمره بالكامل ( الجزء الساقط والمقلوب) بالرغم من مرور خمس ايام على الصب ؟

### الاجابة :

إذا تم عمل الكانات ( بكامل الارتفاع حيث تم صب الجزء الساقط منها) وتركيب حديد التسليح للكمرة المقلوقة فما عليك سوا ان تنظف الخرسانه في منطقة الكمره ( الخرسانه الزائدة او الاسواخ )وكذلك حديد التسليح اذا كان عليه خرسانه ومن ثم تكمل الشدة للكمره المقلوقة وتصبها فلا مشكلة في ذلك ولكن يجب عدم فك الشدة (السفلية الحاملة للكمرة) لهذه الكمره قبل مرور 14 على الأقل من صب الجزء المقلوب للكمرة.

اقتباس:

ما الفرق بينه وبين الكمر العادي انشائيا وهل التسليح نفسه للكمـر العادي ؟؟؟؟؟؟؟؟؟؟؟؟؟؟؟

بخصوص الكمر العادي = الجسر Drop Beam = والكمر المقلوب = الجسر المعكوس Inverted Beam فليس هناك اي فرق بينهما من الناحية الانشائية او التحليلية او حديد التسليح او القدرة على التحمل. ولكن الغاية من الكمر المقلوب هو لحل مشكلة معمارية حيث لا يكون هناك كفاية في الارتفاع من اسفل الكمر الى الارضية لذلك يلجأ اليه وفي بعض الدول مثل مصر يتم اللجوء اليه في في السقف الاخير حيث يتم تنفيذ كمر مقلوب بدلا من عمل تصويئة للمبنى . ويلجأ اليه عندما تكون فتحات الشبابيك الخارجية عالية بحيث لا يمكن عمل كمر ساقط لذلك يتم تنفيذة بالمقلوب ونفس الحالة ايضا تستخدم في البلكنات (الكابوله).

مدحت ابوبکر  
عضو

عضو

السلام علیکم و رحمہ اللہ و برکاتہ

انا المشروع عندي كن عبارة عن فندق بمساحة 20 متر \* 110 متر  
و كان المعمارى لا يريد اى اعمده بالوسط يعنى البحر كامل عبارة عن 20 متر  
فتم مل فريجات المسافه بين الاكس و الاكس 4.2 متر  
و كان عرض الفريم من الخارج الى الخارج 20 متر  
و كان ارتفاع البلاطه للدور الاول 6 متر و كان عرض كمره الفريم 60 سم و



و عملت الشده كالتالى طبعا البلاطه شده خسيبه عاديه بارتفاع كامل الـ 6 متر لان الاحمال كانت عاديه ام بالنسبه للشده تحت الكمره فالارتفاع كان 4.6 متر و الاحمال كبيره فحمل المتر الطولى  $2.7 \times 1.4 \times 0.6 = 2.27$  طن غير الاحمال الحيه و انا عملت كثافه الخرسانه 2.7 عشان كميه الحديد الكبيره اللى كنت موجوده بالتصميم لمهم شده خشبيه تحت الكمره كانت تخوف فعملنا الاتى كنت الارضه طبعا خرسانه مسلحه و مصبويه فوضعنا 3 بلوكات اسمنتى شبه مصمت كان نويه صلبه جدا و ممتازة بارتفاع 60سم و وضعنا جاكيت يننويه ممتازة كل 70 سم بارتفاع 4 متر و كان على فاكهه الاستشارى متخوف من الشده ديه بس الحمد لله تم الصب بدون مشاكل و كانت الصبه على 3 مراحل لان دد الفريجات كانت 27 فلايم تعملت على 3 مرات و تم صب الثلاث مرات و لم تحدث اى مشاكل والحمد لله

## اطرح المشكلة التالية

### ملهم الحجي

عضو فعال

بخصوص الخزانات الدائرية ليس لدي معلومات عنها سوى بالتصميم ولكن تعترضني مشكلة من نوع اخر وهي انه واجهتنا\_ اثناء هطول امطار بالرياض \_لخزان ارضي ابعاده 12\*6 وارفعاه 4.5 متر وقاعدته بسماكة 50 سم وسقفه بلاطة سماكة 15 سم لم تنفذ بعد المشكلة انا مياه الامطار ملأت جوانب حفرة الخزان الي لم يتم ردمه بعد،اي تقريبا بعرض 1 متر خارج الخزان بكامل محيطه، وقد ادت الى ارتفاع احد طرفي الخزان دون الاخر بارتفاع 45 سم تقريبا دون حدوث كسر بالقاعدة تحتت تاثير ضغط المياه افيدوني بالحل وانا عضو جديد في المنتدى اتطلع لخبرتكم الكبيرة

### رزق حجاوي

استشاري الهندسة المدنية

- في البداية لا بد من سحب الماء من المنطقة الميطة بالخزان .وستجد ان الخزان تعدل انحرافه.
  - 2- بعد جفاف التربة من اسفل الخزان عليك القيام باخذ مناسب بلاطة الخزان leveling وتحديد مقدار الميل في الخزان اذا بقي هناك ميل ( من المتوقع الا يكون يكون هناك ميل).
  - 3- التأكد من عدم حصول هبوط للتربة تحت الخزان. وبذلك بالكشف عليها.
  - 4- اذا تبين ان هناك هبوط في التربة اسفل اخزان فيتم تعبئة خرسانه ( high slump ) ذا قابلية تشغل عالية Fluid Concrete وذلك عن طريق عمل شدة Formwork تبعد عن جدران الخزان مسافة بحدود 40-50 سم ويكون ارتفاعها اعلى منسوب اسفل الخزان بحدود 50 سم ومن ثم صب الخرسانه. Fluid concrete
  - 5- بعد ذلك يتم تعبئة الخزان ولاارتفاع 30 سم -50 بالماء للتأكد من انه لا يوجد تسرب من القاعدة واذا لم يكن هناك اي تسرب يتم اكمال تعبئة الخزان على مراحل حتى يتم الوصول الى كامل السعة التخزينية للخزان والتأكد من كامل الخزان انه لا يوجد به اي تسرب للمياه Leackage
- واذا كان هناك امكانية لارسال صور خلال مراحل العمل فيمكن خلالها المتابعه معك حتى الانتهاء من حل المشكلة.

## اطرح المشكلة التالية

### أيمن سيف الدين

عضو فعال

لدى سؤال اذا ظهر شق بأحد اسقف المباني أو العبارات الصندوقية ماذا يكون الحل

## منجة

عضو فعال جداً

بالنسبة لسؤال الشق :يجب معرفة أولا اتجاه الشق ومدى عمقه فهناك شقوق تظهر أثناء تصلب الببتون ليس لها أي خطورة تذكر أم اذا كان الشق في مكان عزم الإنعطاف الأعظمي الموجب أو السالب وقد وصل الى مقطع الخرسانة المفترض أنه مضغوط حسب التصميم فهذا يعني أن المقطع وصل الى مرحلة الإنهيار وأصبحت الخطورة شديدة

## اطرح المشكلة التالية

### رزق حجاوي

إستشاري الهندسة المدنية

ورد السؤال التالي بخصوص نتائج كسر المكعبات:  
ما هو التقييم لهذه النتائج ؟

اقتباس:

بعد 7 ايام بعد 28 يوم

المكعب الاول 256 / 318

المكعب الثاني 239 / 274

المكعب الثالث 245 / 305

بخصوص نتائج 28

السلام عليكم

بخصوص نتائج كسر المكعبات

1- اقل قوة كسر للمكعبات  $255 = 0.85 \times 300$  > محقق الشرط

2- معدل قوة الكسر لثلاث مكعبات  $= \frac{3}{(305+274+318)} = 299$  وهي قريبه جدا 300

3- اذا نظرنا الى نتائج 7 ايام كلها أكبر من  $201 = 0.67 \times 300$

4- معدل النتائج للاسبوع  $= \frac{3}{(245+239+256)} = 246.7$  ونلاحظ انها تشكل  $82\% = \frac{246.7}{300}$  من القوة المطلوب

من حيث المبدأ النجاح قليل جدا وخطر نعود الان للنتائج السابقة للمكعبات ونراقب هل هي دائما هكذا ام ان هذه حالة طارئة.

وكذلك عليك الرجوع للخلطة التصميمية ونتائجها عند الاعتماد وانا متأكد ان النتائج اعلى بكثير من هذه النتائج.

لذلك عليك القيام بتوجيه كتاب خطي للمقاول تطلب منه التقيد بالخلطة التصميمية ونتائجها لان معني ان تقل نتائج المكعبات عن الخلطة التصميمية ان هناك خطأ في مراقبة انتاج الخرسانه وهذا يتأتى من عدة اسباب

1- تغير مصدر الركام Aggregate لذلك يتم اخذ عينات والتأكد من جميع الفحوصات انها مطابقة للخلطة التصميمية.

2- زيادة نسبة الماء عن المسموح به في الخلطة التصميمية.

3- نقص في كمية الاسمنت عن المطلوب في الخلطة التصميمية او تغيير في نسب الخلط بين المواد للركام او زيادة كمية الركام عن المطلوب بالخلطة التصميمية.

4- نقص في المواد المضافة ( سليكا او فلاي اش او غيرها من المواد اذا كانت مطلوبة).

5- خطأ في تحضير المكعبات او الظروف التخزين.

لمعرفة الاسباب وتصحيحها يجب اتباع الوضع هي كما ذكرتها بالاسباب بالترتيب

## اطرح المشكلة التالية

### kezzeldin

جديد

أريد الإستفسار عن الآتي و أرجو من سيادتكم سرعة الرد لأن عامل الوقت في غاية الأهمية:  
المبني هو عمارة سكنية بدروم وثلاثة أدوار. قواعد منفصلة، عدد الأعمدة 36 عمود. معظم الأعمدة أبعاده (30×60) بتسليح 12 سيخ قطر 16 مم.

تم صب قواعد المبني منذ ثلاث سنوات وفي الوقت الحالي عندما وضع النجار حطاظ الأعمدة الخشبية، إتضح أن أشاير الأعمدة الممتدة سابقاً من القواعد بها حيود عن مكان محور العمود الأصلي (كما في الرسومات). أي أن في بعض الأعمدة الخشب يكون علي حدود الأشاير (لا يوجد مكان للغطاء الخرساني – 2.5 cm) وفي أعمدة أخرى، الإشارة خارج حدود الحطات الصحيحة بحوالي 2 سم. ما هو الحل الأمثل في هذه الحالة؟ مع العلم أن الاختلاف بين الحطات الخشبية وأماكن الأشاير الخارجة من القواعد يتراوح من 2.5 و 5 سم وأيضاً يراعي الأخذ في الاعتبار أن هذا الجزء من العمود سوف يغطي بالرمل (ردم) لمسافة 50 سم و أنا قد قرأت في الكود المصري أن الغطاء الخرساني يجب أن يكون 7 سم إذا تعرض العنصر الخرساني لمياه جوفية أو كان تحت التربة باستمرار.

نصحتني البعض بتكسيح (ثني) الأشاير للتوافق مع وضع العمود الصحيح و صب العمود في مكانه ثم بعد الإنتهاء من صب الأعمدة صب طبقة خرسانة 10 سم لتغطية الأشاير المثنية. والإتزام بالمحاور لتفادي حدوث أخطاء بالتريعات و تراكم الخطأ المعماري في المبني.

- 1- هل ثني الأشاير يضعف الوصلة بين العمود والقاعدة؟
- 2- إذا كانت حطات الأعمدة ليست في منتصف القاعدة بالضبط، فما هو أكبر حيود مسموح به للعمود عن القاعدة مع العلم أن أكبر حيود فعلي لحطات الأعمدة عن منتصف القاعدة هو 5 سم (أي أن رفرقة القاعدة تكون 60 سم من ناحية و 65 سم من الناحية الأخرى). هل هذا يولد (Eccentricity) و عزوم إضافية علي العمود؟ ملحوظة إضافية: الأشاير نفسها (الممتدة سابقاً من القواعد) لا تتفق مع وضع العمود في منتصف القواعد و حطات الأعمدة الخشبية هي الأقرب لمنتصف القواعد.
- 3- هل يجب فك الحطات و الحديد و وضعها من جديد بحيث يتماشى الحديد الجديد مع الأشاير و هي معدولة و رأسية مع القاعدة و ملاصقة لحديد العمود؟ مع العلم أن الأعمدة لن تتماشى مع المحاور الصحيحة ولا مع منتصف القواعد. فقط للملا حظة: فك الشدات و الحديد سوف يتكلف كثيراً.  
ما هو الحل الأمثل في هذه الحالة؟  
شكراً جزيلاً لمساعدتكم لنا في هذا الموقف الحرج و شكراً أيضاً لسعة صدركم.

### رزق حجاوي

استشاري الهندسة المدنية

- الوضع لديك ليس بالمشكلة الكبيرة كما فهمتها من خلال سؤالك
- 1- عدم وجود cover تغطية للحديد.
  - 2- الانحراف في الحديد عن موقعه الأصلي بحدود 3 سم وهي سماكة الكفر.
  - 3- ان هذا الحديد تم تثبيته بالقاعدة ولك يتم بعض صب رقاب الاعمدة column Neck  
لحل هذه المشكلة المطلوب ما يلي
- 1- يجب تنظيف الحديد بفرشاة سلك وازالة اي اثار للصدأ Rust عن حديد التسليح Reinforcement
  - 2- بسبب الانحراف نركب حديد التسليح للاعمدة بطول Over lap ( 60 مرة قطر القضيب) وبالوضع الصحيح وتركيب الاساور=الكانات stirrups على بعد لا يزيد عن 10 سم ( يمكنكك للتفصيل اكثر الرجوع للمشاركات التي تمت بخصوص الزلازل في هذا الرابط
- <http://www.arab-eng.org/vb/t118648-2.html>
- 3- نقوم بتكبير العمود في منطقة الردم بمقدار 5 سم من الحديد بحيث نؤمن التغطية المطلوبة حسب الكود ومواصفات

المشروع.  
اما بالنسبة لاسئلتك المتبقية  
اقياس:

## 1- هل ثني الأشابر بضعف الوصلة بين العمود والقاعدة؟

نعم يمكن ثني الاشابر Starter Bars بالميل المسموح به حسب الكود ( 1 عمودي :10 افقي)  
اقياس:

2- إذا كانت حطات الأعمدة ليست في منتصف القاعدة بالضبط، فما هو أكبر حيود مسموح به للعمود عن القاعدة مع العلم أن أكبر حيود فعلي لحطات الأعمدة عن منتصف القاعدة هو 5 سم (أي أن رفرفة القاعدة تكون 60 سم من ناحية و 65 سم من الناحية الأخرى). هل هذا يولد (Eccentricity) و عزوم إضافية على العمود؟

يختلف بمقدار ابعاد العمود والارتفاع ( يمكنك الرجوع للكود المتبع في بلدك) نعم فان الفرق يولد لا مركزية وعزوم اضافية على القاعدة وليس العمود (ويمكنك الرجوع للمصمم بهذا الخصوص ) ولكن ليس هو بالمقدار الكبير الذي يولد مشكلة. ويمكنك حل المشكلة بتكبير رقبة العمود بحيث يكون البعد من الجهتين 60 سم ( تكبير العمود بمقدار 5 سم).

اقياس:

هل يجب فك الحطات و الحديد و وضعها من جديد بحيث يتماشى الحديد الجديد مع الأشابر و هي معدولة و رأسية مع القاعدة و ملاصقة لحديد العمود؟ مع العلم أن الأعمدة لن تتماشى مع المحاور الصحيحة ولا مع منتصف القواعد. فقط للملا حظة: فك الشدات و الحديد سوف يتكلف كثيراً

## منجة

عضو فعال جدا

بخصوص انحراف مواقع حديد التسليح اقترح تنفيذ رقبة عمود للجزء الذي سيتم بقاءه تحت الردم بأبعاد تسمح بتغطية التسليح وتحافظ على مركزية العمود مع القاعدة ثم يتم الانتقال الى المقطع الأصلي للعمود إما بتكسيح التسليح حسب اشتراطات الكود أو بزرع تسليح جديد في أعلى الرقبة حسب أبعاد العمود الأصلية مع مراعاة أطوال التثبيت المطلوبة

## المهندس ابو محمد

عضو فعال جدا

طبعاً المشكلة حصلت وحصل الحل واعتقد المهندس رزق تصرف بالشكل الصحيح وخاصة الحقن بمادة غير قابلة للانكماش ولكن لتجنب حدوث مثل هذه المشاكل يجن الانتباه عند الصب اول باول ان يتم طرد الفراغات من خلال جهاز طرد الهواء من الخرسانة وان يتم الصب لمثل هذه الاماكن الحرجة بخرسانة تدرجها الحبي اقل نسبياً من الخلطة المصممة لكي لا نلجأ للحقن واقصد ان يتم ملء مثل هذه الاماكن الضيقة ((والمحدودة )) بخرسانة حجم الحصمة فيها اقل نسبياً واقول نسبياً لا بشكل عام

## اطرح المشكلة التالية

## ملهم الحجي

عضو فعال

مشكلة صغيرة اطرحها:

اثناء حفر منسوب التأسيس لفيلا سكنية واجهتنا مشكلة التربة الزراعية  
وقد تم عمل سبر لعمق 8 متر ولم نلاحظ وجود اي تربة اخري صخرية او غيرها ( اخذنا 5 مناطق متفرقة للسبر)  
ما الحل لتأسيس على هذه التربة الزراعية للفيلا مسطحها 200 متر مربع مكونة من دورين  
علماً انا المالك يريد قواعد منفصلة حصراً لان التكلفة اقل ولا يريد بناء قبو ارضي ذو جدران استنادية  
افيدوني بكل جزاكم الله كل خير  
- علماً ان هذه المشكلة تعترض الكثير ممن يريدون البناء في منطقة زراعية

rwmmam

عضو متميز



ولو انك اخي مهندس ملهم لم تذكر ما هي نتائج فحوصات التربة وما هي قوة التحمل لها ولكن على العموم ولان البناءه عباره عن فيلا مكونه من طابقين فلا بد من القيام بما يلي  
اولا - استبدال التربه تحت الاسس ولعمق 50 سنتمتر على اقل تقدير وبابعاد اكثر من ابعاد القاعده  
ثانيا - زيادة ابعاد القواعد المنفصله ( الطول و العرض )

### المهندس أبو هادي

عضو متميز

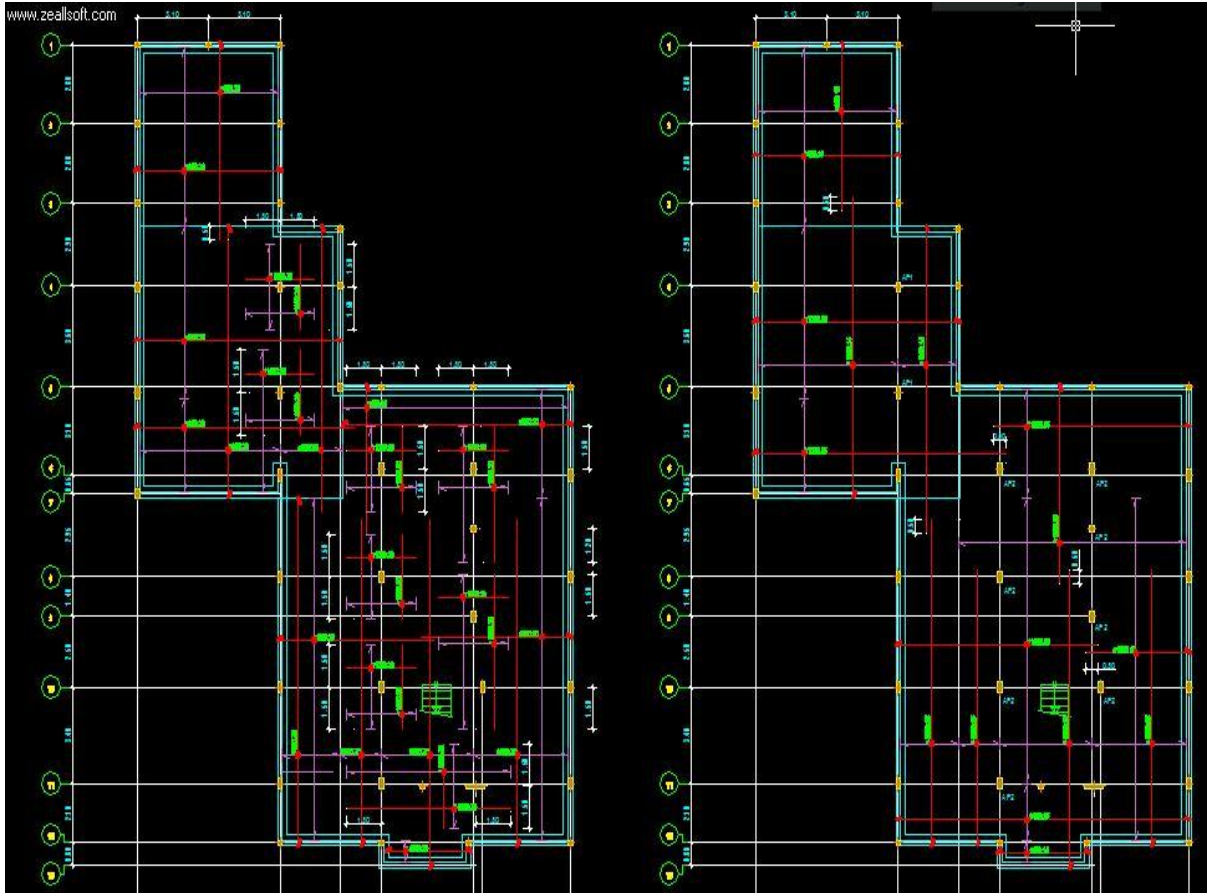
عزيزي يجب استبدال التربة لعمق لا يقل 80 سم على كامل مسطح البناء بما فيه الأرضفة حول الفيلا ويتم الاستبدال والرص على كامل المساحة لسهولة التنفيذ ويتم التأسيس حسب الأصول بعد الاستبدال

### رزق حجاوي

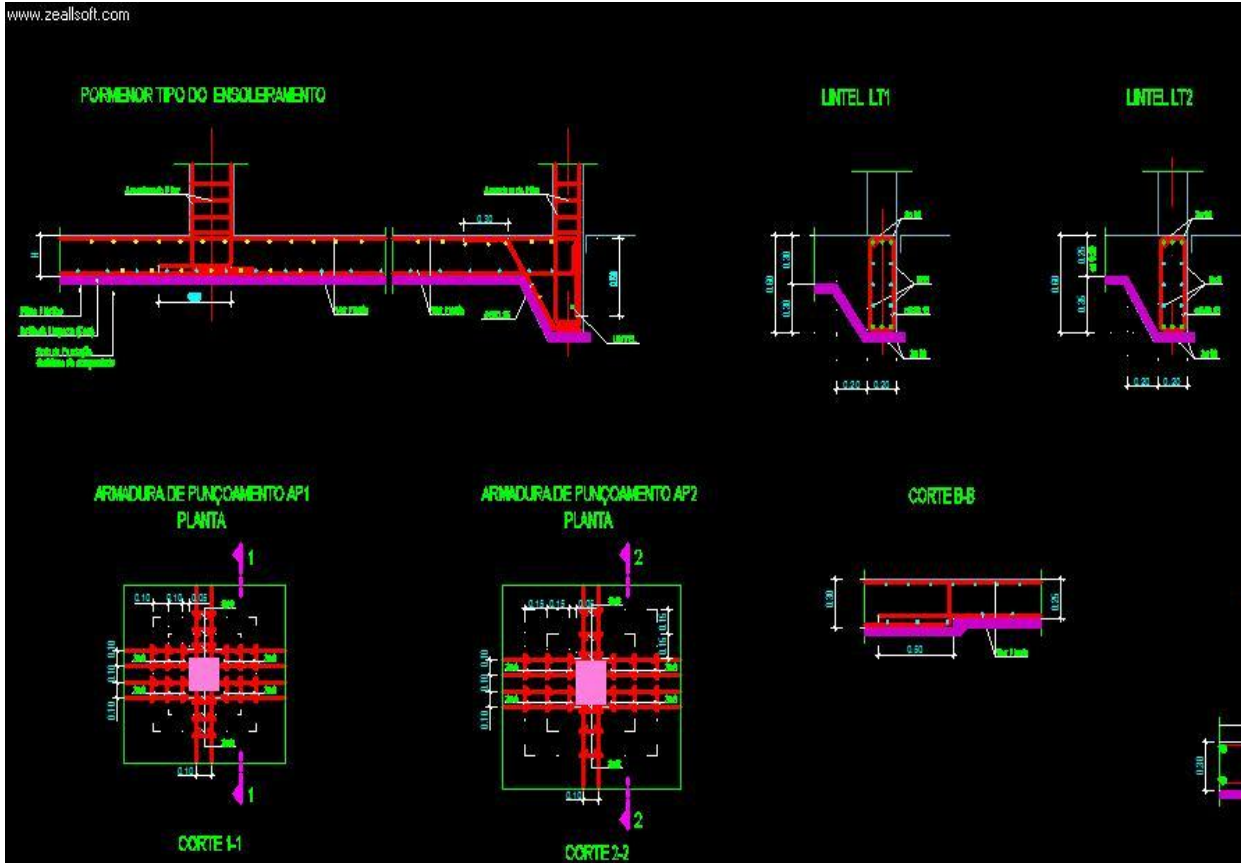
إستشاري الهندسة المدنية

بخصوص طريقة طريرحك لحل المشكله فانا اتفق معك من حيث المبدأ على استبدال التربة تحت الاسس بتربة افضل منها واجراء عملية الدحل لها 95% Compaction فهذا قمنا به في احد المشاريع حيث قمنا باستبدال التربة لعمق 1 متر ( تحديد عمق التربه يكون من خلال فحص التربة ) وكذلك تنفيذ الاساسات على شكل حصيرة = لبشة = رافت Raft Foundation بعمق 30 سم وحديد تسليح حسب الملف المرفق. وكانت عدد طابقين ( فيلا وصممت الرافت الى 3 طوابق).

!Error



!Error



اتمنى ان تكون طبيعة الحل المقترح قد وصلت

### ملهم الحجي

عضو فعال

بالنسبة لقدرة تحمل التربة فهي ضعيفة جدا كانت 0.5 كغ/سم<sup>2</sup> فهل من الضروري تنفيذ حصيرة ؟  
 ام انه يكفي تنفيذ قواعد منفصلة بابعاد كبيرة حسب التصميم بعد  
 استبدال التربة ورصها ثم تنفيذ الاساسات على التربة الجديدة  
 وما هو عمق استبدال التربة مع قدرة التحمل المذكورة 1 متر؟  
 ملاحظة:

المالك عدد من المزارعين من ذوي الدخل المحدود جدا و نريد المساعدة باقل تكلفة ممكنة

### منجة

عضو فعال جدا

بالنسبة لموضوع الفيلا .... لا يمكن التأسيس بقواعد منفردة حتى ولو تم استبدال التربة حيث أن ارتفاع التربة الزراعية  
 كما ذكر 8 م وهو ارتفاع كبير وأي تغير يحدث لهذه التربة انكماش أو انتفاخ نتيجة تغير نسبة الرطوبة مثلا سيؤدي الى  
 مشاكل كبيرة مثل هبوط تفاضلي كبير بين القواعد ربما يؤثر على سلامة البناء

### رزق حجاوي

استشاري الهندسة المدنية

في البداية بما انه يوجد لديك قوة تحمل للتربة bearing capacity مقدارها 0.5 كغ/سم<sup>2</sup> هذا معناه انه تم اجراء  
 فحص للتربة ومن خبرتي في فحوصات التربة انه يحدد او ينصح في نوعية الاساس المطلوب لذلك انصحك بالرجوع  
 للتقرير.

اما بخصوص ان قوة تحمل التربة 0.5 كغ/سم<sup>2</sup> وهي قليلة فاذا اردت تصميم القواعد على اساس انها منفصلة =  
 isolated footing ستجد ان القواعد كبيرة ويمكن ان تتداخل مع بعضها البعض وبالاضافة ان هناك مشكلة الهبوط

ففي حالة القواعد المنفصلة تكون كبيرة لذلك ينصح بالحصيرة raft اللبشة.  
اما تحسين التربة فيرفع قدرة التحمل للتربة الى اعلى من 1.5 الى 2 cm<sup>2</sup>/kg وكما ذكرت لك فيعد تحسين التربة يكون سماكة اللبشة = الحصيرة بحدود 30 سم وحديد التسليح ( قطر 12 و 10 ملم ) وقد ارسلت لك في المشاركة السابقة تصميم لبشة لها نفس الظروف التي ذكرتها.  
اذا كان البناء شعبي ولتقليل التكاليف قدر المستطاع ( وبشرط ان يكون لطابقين فقط) يمكن تحسن التربة لعمل 50 سم) الحفر يكون بعمق 1 متر) وعمل اساسات شريطية محيطية STRIP FOUNDATION وكذلك الامر للاعمدة الداخلية حيث يتم ربطها مع المحيطية وبالاتجاهين مع عمل تغلية خرسانية ارتفاع 50-75 سم ( يكون المقطع بهذه الحالة شكل T مقلوب) وهذا يعطي صلابة اكبر للاساسات.  
وافضل طريقة لفهم طبيعة تصميم وعمل الاساسات في المناطق الريفية هو الاطلاع على الواقع وكيف يتم التنفيذ في المنطقة فالخبرة في العمل مهم جدا وخصوصا من قبل مقاولين لهم خبرة في العمل في نفس المنطقة.

### ملهم الحجي

عضو فعال

اشكركم جميعا وتحياتي الخاصة للمهندس رزق  
فعلا ما قلته بخصوص الاساسات الشريطية كانت فكرة المهندس الذي قام باجراء التجربة على التربة ولم ينصحني باجراء الحصيرة raft  
لكن ما قلته بأنه يمكن تحسين التربة باستبدالها هو امر جديد بالنسبة لمنطقتنا  
باي نوع من التربة ننصحونا به بعد الاستبدال  
وجزاكم الله كل الخير واثابكم عليه الاجر

### رزق حجاوي

إستشاري الهندسة المدنية

يعتمد نوع التربة حسب المنطقة الميعة بك ولكن يستلزم ان تكون نسبة المواد المارة من منخل 200 اقل من 10% )  
وفي حالتك يمكن حتى 15%) وان يكون هناك تدرج لها يمكنك الرجوع للكود الذي المتبع في بلدك والا يزيد قياس  
الحجارة Coarse aggregate عن 10 سم ويتم الدحل compaction على طبقات سماكة 20 سم (قبل الدحل) اذا  
كان المستخدم مدحلة صغيرة. مع تمنياتي لك بالتوفيق

## اطرح المشكلة التالية

### رزق حجاوي

إستشاري الهندسة المدنية

من المناقشات السابقة المفيدة والممتعة والتي كانت بخصوص فواصل التمدد ورد السؤال التالي:-  
اقتباس:

انا مشرف على مشروع بناية هيكلي طابق واحد المسافة بين الاعمدة 5\*7 متر طول البناية 45 م وعرض 17 م  
المخططات التصميمية لا تشير الى اي فاصل تمدد هل هذا امن ام هناك خطأ في التصميم ارجو المساعدة العاجلة

وكان من خلال المناقشة هل يمكن الغاء فواصل التمدد Expansion Joint ومتى نحتاج الى الغائها وما هي الشروط  
اللازمة في هذه الحالة ؟  
وقد ورد الاجابة التالية وحسب تسلسلها في الردود

م. حسان 2

اقتباس:

المسافة العظمى التي ينصح بعدم تجاوزها دون وجود فاصل تمدد تختلف حسب منطقة المشروع ودرجات الحرارة على مدار السنة والرطوبة وعوامل أخرى، ومع ذلك في بعض الحالات التي يرى فيها المصممون "المعماري والانشائي" ضرورة تفادي وجود فاصل تمدد في بناء ما تزيد أبعاده عن الأبعاد القصوى المنصوح بها فهذا من الممكن قبوله بعد أخذ أثر التبدلات الحرارية كأحد الحمولات المطبقة على العناصر الانشائية ، وفي هذه الحالة من الممكن تجاوز الأبعاد الى حدود أحيانا تزيد كثيرا عن الرقم الذي ذكرته وهو 45 م. علما أن لي تجارب كثيرة في منشآت تجاوزت هذا الرقم بنسب كبيرة وتقع في منطقة الخليج شديدة الحرارة وقد تمت دراستها وتنفيذها دون اي أية اشكالات وحصلت على موافقات جميع الجهات الاحترافية التي كانت تتولى التدقيق والإشراف.  
لعله من المفيد التنويه أنه في حال اعتماد منشآت بأبعاد كبيرة تفوق الأبعاد المنصوح بها بين فواصل التمدد يجب اعتماد آليات معينة في التنفيذ اضافة لما ذكرته سابقا عن الدراسة، ومن أهمها استعمال ما يسمى ب "pore strips" وهي

شرائح تفصل جزئين من البلاطة مثلا بحيث يتم صب البلاطة على جانبي الشريحة في نفس الوقت ويؤجل صب الشريحة التي تصل بينهما "pore strip" لمدة "قد تصل لحوالي 50 يوما" للسماح للتفاعلات في بيتون البلاطتين على الجانبين "الانكماش و....." لأخذ معظم آثارهما قبل صب الشريحة الواصلة ، وعادة يحدد المصمم أماكن وجود هذه الشرائح أو الحد الأقصى لطول جزء البلاطة على أي من جوانبها والمدة اللازم انقضاؤها قبل صبها ويترك للمنفذ اقتراح مكانها ضمن هذه الشروط وطبعاً بعد أخذ موافقته.

#### م. رزق حجاوي

أقيس:

أقيس:

بالإضافة للمعلومات القيمة التي افادنا بها المهندس حسان بخصوص فواصل التمدد:- Expansion Joint

1- حسب متطلبات الكود العربي فان المسافة القصوى بين فواصل التمدد كما يلي  
45متر في المناطق عالية الرطوبة.

40متر في المناطق الرطبة.

35متر في المناطق متوسطة الرطوبة.

30متر في المناطق الجافة.

على انه يسمح بزيادة هذه المسافات بمقدار اعظمي لا يزيد عن ثلث القيم المبينة اعلاه على ان يؤخذ عندها تأثير التغيرات الحرارية وتقلص (انكماش) الخرسانة بالاعتبار في تصميم العناصر المختلفة للمنشأ ( يمكن تجاوز نسبة الثلث على ان يتم التدقيق على اثر ذلك وتعويض الاجهادات الزائدة بالخرسانة بحديد تسليح \_ من تجربه سابقة )..

2- عند تنفيذ فواصل التمدد Expansion Joint يجب الاخذ بعين الاعتبار ما يلي  
- لجميع الخدمات ( خطوط المياه والكهرباء ) التي تمر من خلال فاصل التمدد يجب تكون الوصله لهذه الخدمات عند فاصل التمدد من نوع Flexcibl Joint ( وصله مرنة) او Loop

-في المناطق المعرضه للرطوبة او المياه يجب ان يتم تركيب فواصل مانعة للتسرب Water Stop وان يتم تنفيذ تفاصيل خاصة لحديد تسليح الاعمدة والجسور والجدران عند فواصل التمدد في هذه الحالة.

- وجد من الناحية العملية انه عند تعرض المبنى الذي يحوي على فواصل تمدد الى زلزال ان منطقة فواصل التمدد قد تعرضت للضرر الكبير والتشووهات وذلك يعود الى تصادم اجزاء المبنى مع بعضها عند حدوث الزلزال في منطقة فاصل التمدد لذلك ينصح بعدم تنفيذ فواصل التمدد في المناطق المعرضه للزلازل وان يتم الغاء فاصل التمدد واعاده حساب العناصر الانشائية على الاجهادات الناتجة عن التمدد والانكماش Expansion / Shrinkage كما تم توضيحه سابقا والاحذ بعين الاعتبار طريقة الصب التي ذكرها المهندس حسان.

#### م. حسان 2

أقيس:

وجدت من المناسب اضافة لما جاء في مشاركة الأخ الكريم رزق حجاوي القيمة التنويه الى أنه في حال وجود البناء في منطقة زلزالية توجب دراسته على تأثيرات الزلازل، فمن الممكن استخدام فواصل تمدد على أن يتم الأخذ بالاعتبار عند تحديد عرضها الحركة الأفقية القصوى الناتجة عن الزلزال، لجانبي البناء وعلى كل المستويات مع عامل أمان كاف لتجنب التصادم ، ومعالجة هذا الفاصل بالطرق الفنية المناسبة التي تحقق الغرض الانشائي منه وتتناسب مع المتطلبات المعمارية.

#### م. رزق حجاوي

أقيس:

شكرا لك مهندس حسان وهذا ما كنت اقصد في حالة وجود المبنى الذي يحوي فاصل تمدد في منطقة زلزالية يعاد التصميم له على اساس انه فاصل زلزالي Earth quik Joint وهو يختلف كثيرا عن فاصل التمدد حيث في هذه الحالة يكون الفاصل مستمر في الاساسات للمبنى اما فاصل التمدد فيكون فوق مستوى الاساسات ويكون عرض الفاصل الزلزالي ( 1.5 \* مجموع الحركة الافقية لجزئي المبنى ) لذلك يفضل (من وجهة نظري) الغاء فاصل التمدد في الابنية التي تكون في منطقة زلزالية نشطة.

#### م. سالدان

أقيس:

تبعاً للكود المصري بند ( 7-5-9 ) فواصل الإنكماش  
عند صب المسطحات الواسعة من البلاطات الخرسانية غير المسلحة والتي تتطلب عمل فواصل أنكماش لتفادي التشققات مثل ارضيات المطارات والمصانع ..... إلخ نقسم هذه المسطحات إلى شرائح طوليه كما ذكر مهندسنا م. حسان بحيث لا يتجاوز عرضها عن 30 مره سمك البلاطه وبعد أقصى 5 متر وطولها لايتجاوز 25 متر ويتم الصب كما ذكر المهندس حسان الشرائح الفرديه أو الشرائح الزوجيه ثم تبادليا يستكمل صب باقى الشرائح ..... ولكن بنفذ فاصل صب رأسى بين تلك الشرائح الطويله وبعرض الفاصل 2 سم يملأ بالماسستيك أو أى ماده اخرى مماثله مطابقه للموصفات



طبقا لتعليمات المصمم

\* تقسم الشرائح الطولية بفواصل أنكماش ثانوية على مسافات لا تزيد عن مره وربع عرض الشريحة ويكون الفاصل بعرض 2 سم وتما أيضا بالماشتيك أو ماده مشابه ويتم عمل تلك الفواصل بمنشار ميكانيكي بعد زمن الشك النهائي وبما لا يتعدى 3 أيام من تاريخ الصب

ملحوظه هامه

\* يجب اتخاذ الأحتياطات اللازمه لضمان عدم الهبوط النسبي للشرائح

\* يمكن صب كامل المسطحات والأرضيات الكبيره دفعه واحده بشرط تنفيذ الفواصل بعد الصب فى الأتجاهين طبقا للوارد ببند ( 2-7-5-9 ) والله أعلى وأعلم.

## م. حسان 2

اقتباس:

مع تقديري لما جاء في مشاركتك أعلاه لا بد لي أن أنوه الى أن موضوع شريحة الصب "post strip" المذكورة في مشاركتي السابقة تتعلق بموضوع مختلف كليا عن موضوع البلاطات الخرسانية غير المسلحة للأرضيات وفواصل الانكماش المذكورة في مشاركتك.

## م. حسان 2

اقتباس:

فواصل الانكماش التي تحدثت عنها في مشاركتك أعلاه هي الفواصل التي تنفذ في الأرضيات وأحيانا في الجدران بشكل متكرر على مسافات تقارب ما ذكرت في مشاركتك "CONTRACTION JOINTS" والغاية منها التحكم بالتشققات المتوقع حدوثها نتيجة صب أطوال كبيرة نسبيا في وقت واحد بسبب التقلص والانفعالات الحرارية . وينصح بها حتى لو وجدت فواصل تمتد بمسافات ضمن الحدود المقبولة وتتواجد بين فواصل التمدد

أما شريحة الصب التي ذكرتها في مشاركتي السابقة "pore strip" فهي ينصح بها للبلاطات "SUSPENDED SLABS" التي تزيد المسافة فيها بين فواصل التمدد عن الحدود المنصوح بها في الكود أو بدون فاصل تمتد لطول كبير جدا للبلاطة ، بحيث تقسم البلاطة الى جزئين أو أكثر "حسب طولها" تفصل بينهما شريحة الصب "PORE STRIP" بحيث يتم صب جزئي البلاطة وتأجيل صب الشريحة بينهما لمدة طويلة قد تزيد عن 50 يوما " حسب طول الأجزاء وطريقة الدراسة " للسماح للبلاطتين بالحركة الناتجة عن الانفعالات الحرارية بحرية ومن ثم تصب الشريحة المذكورة وتكون النتيجة النهائية بلاطة واحدة متصلة بشكل كامل وذات طول كبير جدا وقد تم التقليل من أثر الانفعالات الحرارية لهذا الطول الكبير

وكما تلاحظ أن موضوع استخدام "POR STRIP" كما ورد في مشاركتي في مجال استخدام بلاطات ذات أطوال كبيرة جدا دون فاصل تمتد يختلف كليا عن موضوع مشاركتك

## اطرح المشكلة التالية

### ملهم الحجي

عضو فعال

- لدي بعض الاستفسارات المطروحة كثيرا والتي وجدت اجوبة محيرة لها من قبل بعض المهندسين ارجو من الاخوة افادتي باجوبة دقيقة حتى يزول الشك
- نسب مكونات الخلطة الاسمنتية مع الشرح بمثال مبسط
  - مدة فك الشدة المعدنية او الخشبية للأسقف والكمرات
  - ما الفرق بين المقاومة الاسطوانية والمكعبية وما هي العوامل المستخدمة للتحويل
  - ما الفرق بين تسليح الميدة وتسليح الشداد ( بالرسم ان امكن) ومتى نلجا لاستخدام الشدادات؟
  - ما هي عوامل التراكب والتشريك وهل تختلف من بلد لآخر حسب لكود؟

### استشاري البناء

عضو فعال جدا

الاخ ملهم الحجي.....ان المصمم الانشاءي عادة ما يحدد نوع الخرسانة في مخططات التنفيذ بالاشارة الى مقاومة الخرسانة المطلوبة compression stress مثل 25 mpa او بتحديد نسبة الخلط مثل 4 ..... 1

و بشكل عام ومن واقع الخبرة العملية يمكن استعمال نسبة خلط 4 🙄🙄 1مقاومة 15 mpa ونسبة خلط 3:1.5:1



لمقاومة 20 mpa و نسبة خلط 2 لمقاومة مكعب الفحص 25 mpa او اكثر.....وهذا كلام عام عند استخدامنا للخلط الميكانيكي اما عند وجود خلطات مركزية controlled mixing plant فلاشك ان العمل سيعتمد على عمل خلطات تجريبية بنسب خلط مختلفة و فحص مكعباتها بواقع 3 مكعبات للخلطة الواحدة و اختيار الامثل

واود ان اشير ان نسب الخلط مثل 4:1 هي نسب حجمية تعني حجم واحد من السمنت مع حجامن من الرمل مع 4 حجوم من الحصى و تفتقر هذه النسب للدقة لاسباب كثيرة منها عدم ذكر نسبة الماء المناسبة و النموذجية للخلطة water cement ratio اما بالنسبة لمكعبات الفحص و الاسطوانة فعند فحص خلطة بمكعب و اسطوانة فان الاسطوانة تعطينا بحدود 80% من مقاومة نفس النموذج المفحوص بالمكعب ويشكل عام بخصوص المدة اللازمة لرفع القالب يمكن استعمال طريقة بسيطة و امينة الى حد ما وهي حسب المعادلة ادناة:

المدة اللازمة لفك قالب السقوف و beams بالايام=(طول الفضاء الاقصر(م) $\times 2$ )+2

هذا في فصل الصيف وفي الشتاء تضاعف المدة

مثال/سقف بابعاد 6م $\times 5$ م المدة اللازمة لفك القالب = (2+5) $\times 2$ =12 يوم وفي الشتاء 24=12 $\times 2$  يوم

## اطرح المشكلة التالية

**إسلام علي**  
عضو مميز

واجهتني مشكلة

وهي عند حفر التربة لتأسيس بناء جديد على مساحة 120 م بشكل مستطيل ليتم عمل أساس له يتحمل 5 طوابق (أرضي و 4 علوي) تبين أن هناك مباني ملاصقة لأرض البناء من جهتين ومن الجهة الثالثة شارع عرض 4.5 م ومن الجهة الأخيرة أرض خالية

وعند السؤال عن حال هذه المباني المجاورة تبين أنها قديمة جداً وبدون أساس (سمالات فقط أو حتى بدون سمالات !!) وبدون أعمدة طبعاً و هي عبارة عن 3 أدوار!!

فما هي الطريقة الأقل تكلفة و الأفضل لحفر أرضية هذه القطعة بدون التأثير على هذه المباني المجاورة المتهاكة ؟ الأرض طينية وعلوها طبقة سمك 0.75 م من التربة السيئة جداً أو الردم

منسوب الحفر -2 م

منسوب المياه الجوفية -1.2 م

برجاء إقتراح حل مناسب

هل نعمل خوازيق سند جوانب التربة ؟؟؟ وكيف نعملها و ما تكلفتها ؟؟

هل نحفر عادي ولا نخاف ؟

هل نعمل سمالات قبل الحفر بجوانب القطعة ؟؟

أجيبونا مأجورين

**رزق حجابوي**  
استشاري الهندسة المدنية

كيف الحال اخ بشر انا مش ناسيك والله وانا قرأت موضوعك في المنتدى ولكن لضيق الوقت لم استطع الرد.

بخصوص طريقة الدعم باليالات المتداخلة scan pile وهناك شرح كامل لهذه المشكلة في مشاركات سابقة هنا يمكنك الرجوع لها.

اما بخصوص البايال فهو مكلف وان شاء الله او غدا اضع لك الطريقة الكاملة للدعم لان الوضع لديك بحاجة للدعم قبل ان تبدأ الحفر.

**السلام عليكم**

اشكر للمهندس بشر على هذه السؤال ، وتعتبر هذه الحالة من الحالات القليلة التي تواجهها في حياتة العملية وهي تشكل تحدي للعمل الهندسي في جميع نواحيه.

لذلك لحل هذه المشكلة التنفيذية يحتاج الى اكثر من طرف للحل ( المهندس المصمم ، مهندس جيوتكنكال ، ومالك العقار القائم ) . ومشكلة الابنية القائمة والايالة للسقوط يشكل مشكلة عامة وليست مشكلة خاصة . لان بقاء مثل هذه الابنية يعرض الساكنين للخطر المحدق بهم في كل حين سواء بسبب العوامل الطبيعية ( الزلازل ، الرياح ، الامطار ..... ) او بسبب قدم الابنية ونهايارها لوحدها.

لذلك يجب على البلديات او الامانات او مسؤولي الحي او جهة تنظيمية تختص بالابنية بان تقوم بعمل مسح للابنية وتحديد الصالح للسكن والامن وتدعيم الابنية التي يمكن تدعيمها والاستفادة منها وازالتها مع تأمين البديل. واعد الان لمشكلة التي عرضها المهندس بشر وباذن الله سأوسع بالشرح قليلا نظرا لاهمية هذا الموضوع من جميع النواحي الهندسية ولقلة الخبرة لدى العديد من المهندسين حتى الذين لهم خبرة كبيرة في مجال الانشاءات المدنية ولا ادعي ان الحلول التي اطرحها هي الافضل ولكن هو اجتهاد شخصي من مواقع الخبرة والاطلاع على ما ينشر في هذا المجال وانتظر التعليق من كل مهندس لديه الخبرة العملية او الاطلاع او لديه تصور لحل هذه المشكلة ومناقشة ما اطرحه من افكار واساليب لحل هذه المشكلة يحتاج الى جهد هندسي جماعي وليس فرديا. واسارء في البداية على كل نقطة وردة في المشاركة فهي تحتاج للوقوف على كل كلمة وردت.

اقياس:

"وعند السؤال عن حال هذه المباني المجاورة تبين انها قديمة جداً وبدون أساس (سملات فقط أو حتى بدون سملات !!) وبدون وبدون أعمدة طبعاً و هي عبارة عن 3 أدوار !! أعمدة طبعاً و هي عبارة عن 3 أدوار"

وباختصار شديد لا بد من تدعيم البناء قبل البدء بالحفر بجانب البناء ويجب اختيار المعدات والحفر بكل عناية بحيث لا يصدر عنها اية ارتجاجات وسيتم بينا ذلك بالتفصيل التالي.

اقياس:

"الأرض طينية وبعلوها طبقة سمك 0.75 م من التربة السيئة جداً أو الردم منسوب الحفر -2 م منسوب المياه الجوفية -1.2 م"

قبل البدء باعمال نزع المياه = Dewatering System سحب المياه لابد من تدعيم المابني القائمة ومن ثم اجراء عملية نزع المياه والاكثر شوعيا لنزع المياه - عمل ترنش = Trench قناة مفتوحة حول الارض وفي اخفض منطقة يتم عمل حفرة ومن باستخدام المضخات الغاطسة = الطلمبات Submersible Pump ومن ثم الي شبكة التصريف او من خلال التتكات ، وهذه الطريقة تصلح للحالة التي نحن بصدد مناقشتها ، كما هو موضح في الصورة المرفقة

!Error



- باستخدام الابار الابرية Well حيث يتم عمل شبكة من الابارة وفي داخل هذه الابار نركب مضخات غاطسة وتربط هذه المضخات بواسطة شبكة انابيب ومن ثم الى الشبكة العامة . وهذه الحالة تستخدم عندما يكون الفرق بين منسوب المياه الجوفية ومنسوب الحفر كبير ( وهذا غير وارد في حالتنا حيث ان الفرق لا يتعدى 1 م) كما في الصورة المرفقة.

!



القياس:

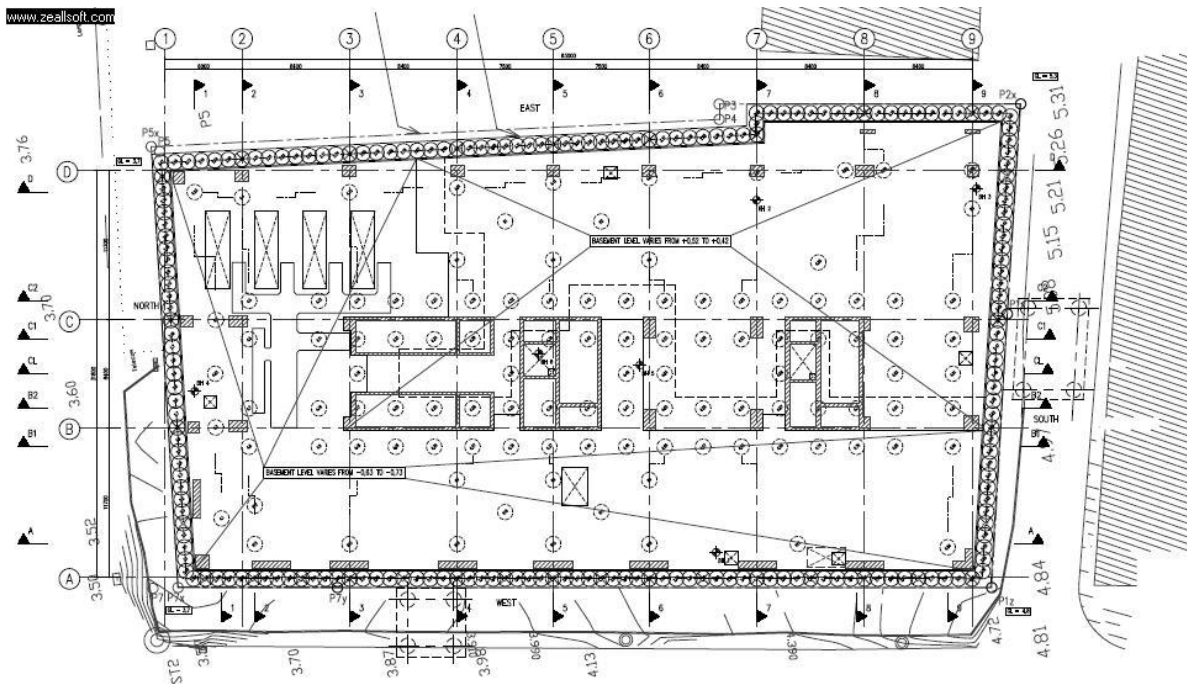
"برجاء إقتراح حل مناسب  
هل نعمل خوازيق سند جوانب التربة ؟؟؟ وكيف نعملها و ما تكلفتها ؟؟  
هل نحفر عادي ولا نخاف ؟  
هل نعمل سمالات قبل الحفر بجوانب القطعة ؟؟  
أجيبونا ماجورين"

بخصوص تنفيذ خوازيق = اوتاد Piles حيث يتم تنفيذ الاوتاد بشكل متدخل Secant Pile او استخدام الالواح المعدنية Sheet Piles هذا الحل غير وارد في هذه الحالة للأسباب التالية  
- التكلفة المرتفعة للحل.

- صعوبة تنفيذ الاوتاد وا الشيت بايل لأنها ستضر بالمبنى القائم بسبب الارتجاجات التي ستحدث.  
وقد تعرضت لتدعيم الحفر وبناء قائم وطريقة تنفيذ ذلك في مشاركات سابقة ولم يرغب بالتفاصيل الرجوع لهذه المشكلة  
من باب " مشاكل تنفيذية وحلول هندسية ( " لفتح الموضوع الضغط بالموضع باللون الاحمر). ويكون التنفيذ حسب  
الصور المرفقة.

**Error**





!Error



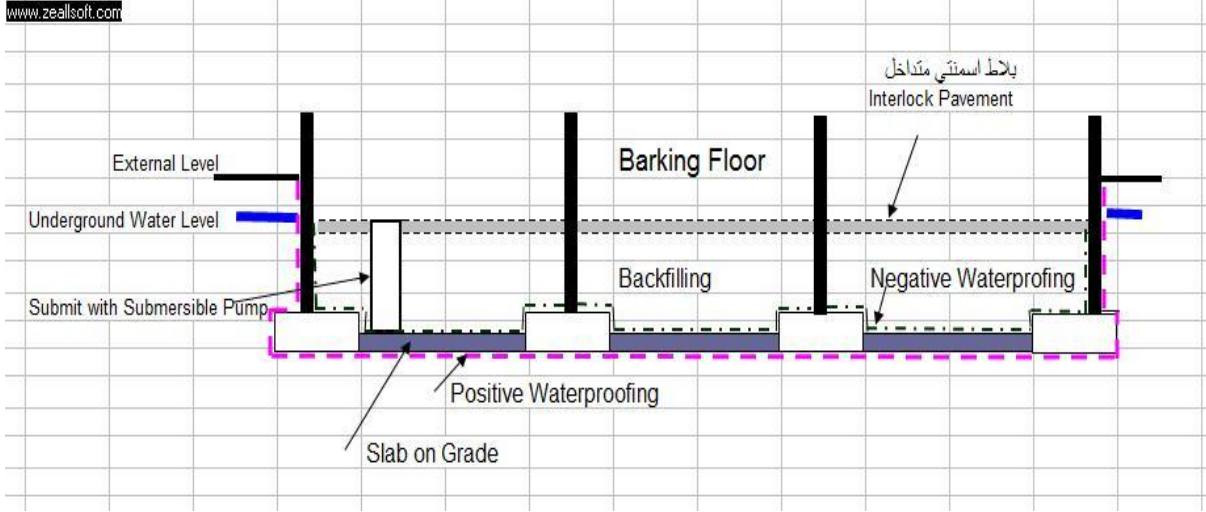
اقتباس:

ورد في مشاركة للمهندس بشر ان تصميم الاساسات المقترحة للمبنى الجديد هي عبارة قواعد منفصلة Isolated Footing

بخصوص تنفيذ الاساسات من هذا النوع القواعد المنفصلة Isolated Footing افضل ان يتم تصميم الاساسات والمدة الارضية (Slab on grage) على مستوى واحد من الاسفل ولذلك لضمان العزل الجيد ومنع تسرب المياه بسبب ارتفاع منسوب المياه الجوفيه حيث ترتفع المياه بالخاصة الشعرية من خلال التربة ونجد تأثير واضحاً على الجدران على

منسوب الارض الطبيعية وعلى البلاط والحل المقترح يكون كما في الصورة المرفقة

**!Error**



ولمزيد من المعلومات بهذا الخصوص يمكن الرجوع للمشاركة " طريقة تنفيذ الاساسات foundation في حالة وجود مياه جوفية ). "يمكن فتح الملف بالضغط على اللون الاحمر) وللمشاركة بقية في الجزء الثاني.

استكمل الرد على المشاركة للمشكلة التي طرحها المهندس بشر.

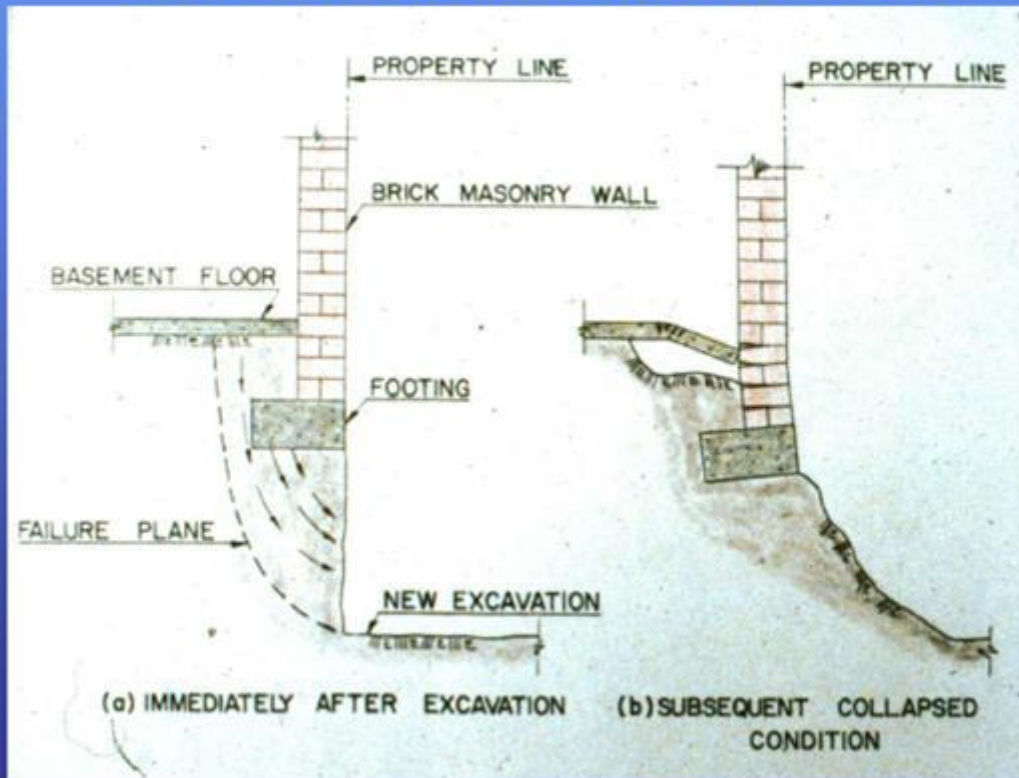
**Why this failure happened?**

www.zeallsoft.com





## • To prevent damage to adjacent structures



نلاحظ ان عملية الحفر بجانب المباني القائمة تحت منسوب الاساسات للمبنى القائم يؤدي الى انهيار التربة اسفل الاساس والارضية مما يشكل خطر على سلامة المنشأ لذلك لا بد من دعم التربة تحت الاساس واذا كان الاساس ضعيفا فعندها يجب دعم الاساس والتربة معا لمنع الانهيار ويكون ذلك بعدة طرق :

- Underpinning piers
  - Sheet piling and bracing
  - Cofferdams
  - On hard rock in lieu of underpinning
  - Other means acceptable to the Commissioner

The structural engineer and geotechnical engineer should be brought on board as early in the process as possible...even if on an advisory role.

The engineers can evaluate the site using their knowledge of the location to advise the owner even before purchasing a property, of the potential for problems.

Once it is established to continue....the selection of the consultants is completed and the design begins.

### **Structural engineers' role:**

Due Diligence

The engineer of record should make all efforts to evaluate the adjoining site conditions for the following:

- Adjacent foundation construction type and projections.
- Adjacent building construction type.
- Historical significance of adjoining properties

### **Geotechnical engineers role:**

Site investigation, borings and test pits

- Review existing information on area
- Perform site reconnaissance
- Perform adequate number of borings
- Perform test pits to determine/verify

Foundations for adjacent structures

- Make recommendations for foundations for new structure and protection of adjacent structures.
- Make recommendations for monitoring adjacent structures

### **Why are borings important to the protection of adjacent structures?**

Because they help identify:

- Soils supporting adjacent structures
- Soils susceptible to settlement from vibrations
- Existing ground water conditions
- “Running sand” conditions

### **Why are test pits important to the protection of adjacent structures?**

Because they help identify:

- Condition of foundations of adjacent structures
- Depth of foundations of adjacent structures

### **How does soil conditions and/or groundwater impact the underpinning design?**

- Weak and sensitive soils and a high ground water table can make pit underpinning difficult to execute safely.
- Underpinning may be necessary even if new foundation is above level of existing foundations if soils are susceptible to consolidation or vibration settlement.
- Dewatering may cause consolidation of soils and/or exposure of existing piling to deterioration.

### **How can an excavation of overburden on our site, affect a neighboring site?**

**!Error**

[www.zeallsoft.com](http://www.zeallsoft.com)

**Sequence is important, put in the sheeting  
before you excavate!**





**How can vibrations on our site, affect a neighboring site?**

[www.zeallsoft.com](http://www.zeallsoft.com)

**Even if you do not go below the adjacent foundation pile driving vibrations can cause the building to settle and tilt!**

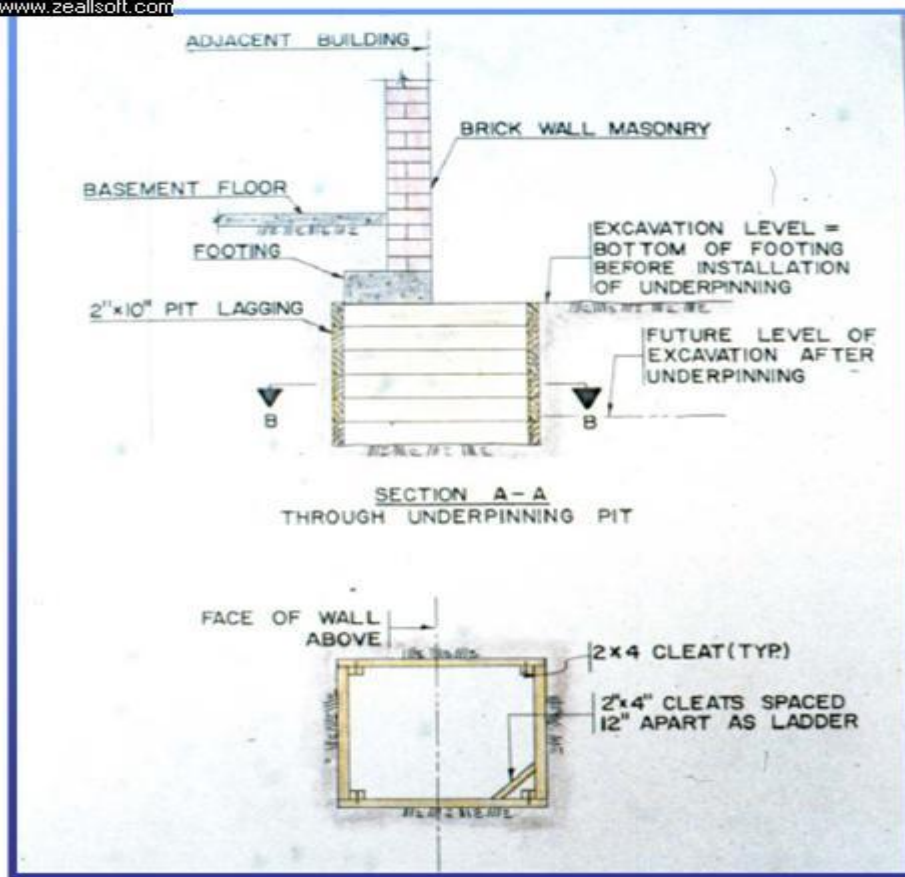


**Available underpinning methods:**

- Pit underpinning
- Jack piles
- Bracket piles
- Micro piles
- Ground improvement
- Rigid excavation support walls

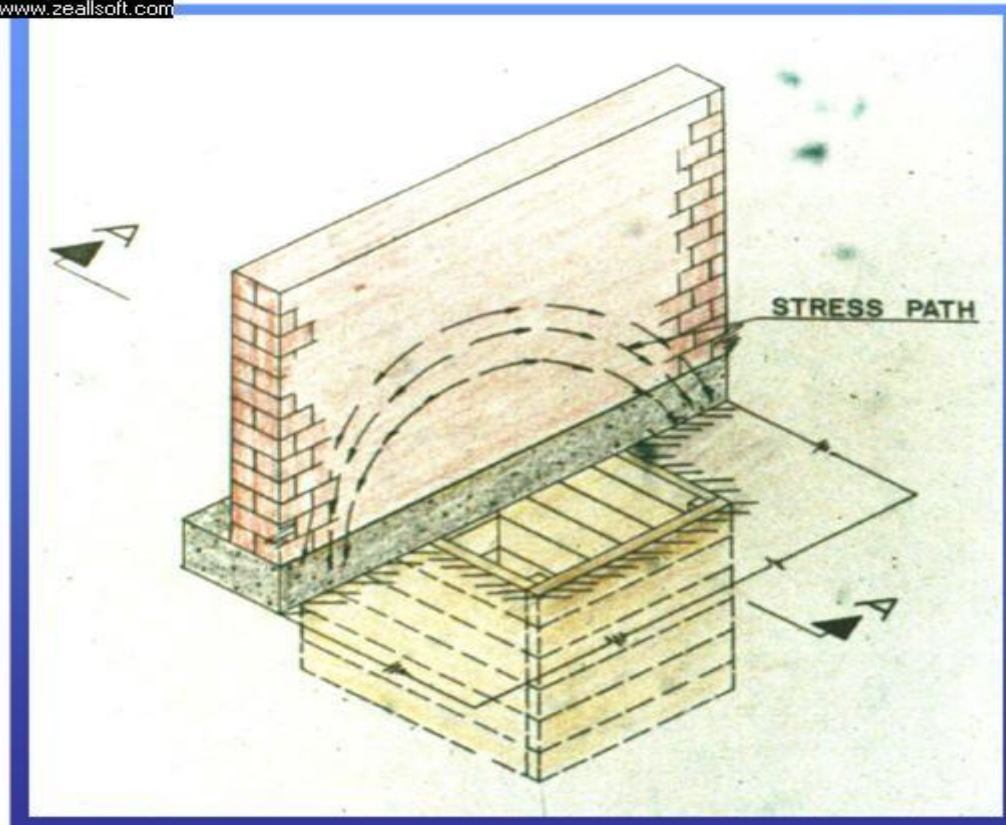
## Typical approach pit for pit underpinning

[www.zeallsoft.com](http://www.zeallsoft.com)

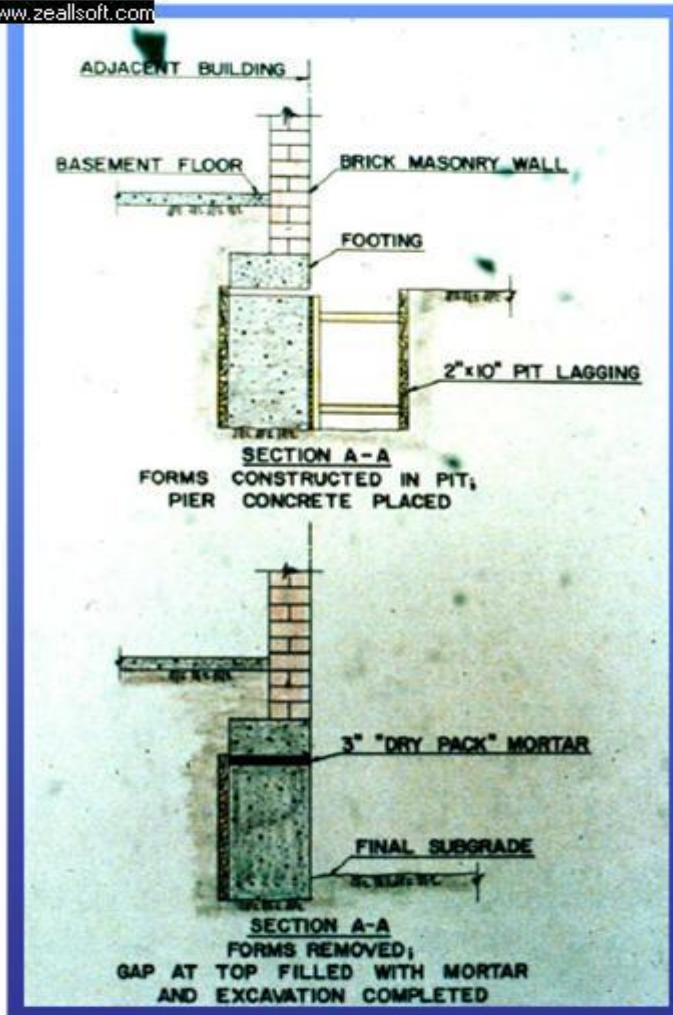


## Arching of wall over approach pit

[www.zeallsoft.com](http://www.zeallsoft.com)

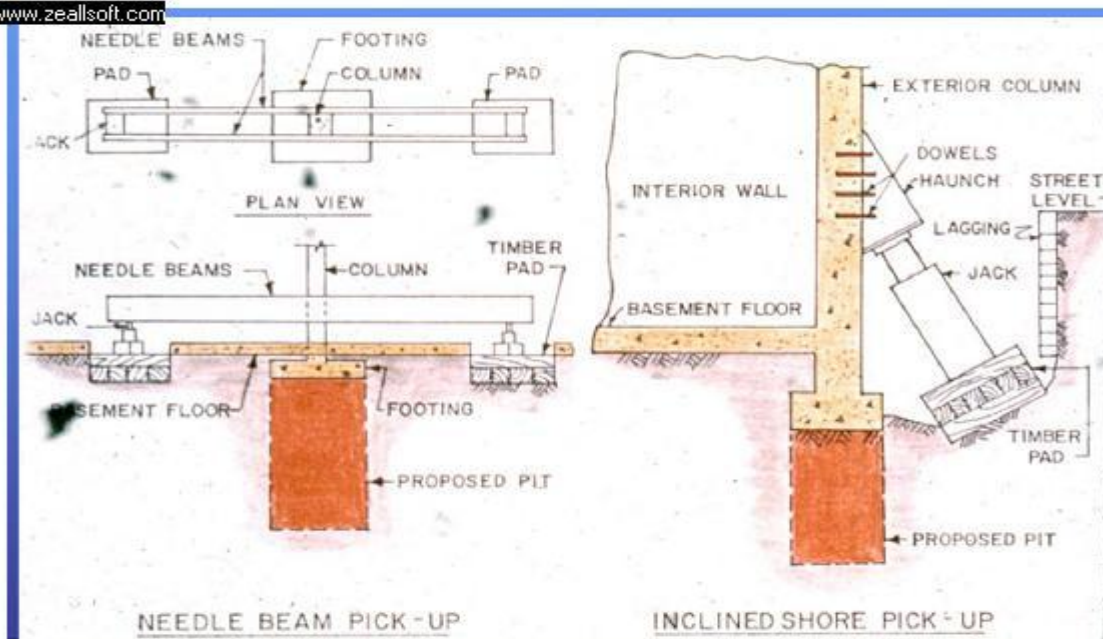


## Concreting and preloading of the underpinning pier



Temporary support of concentrated load (column)

!Error



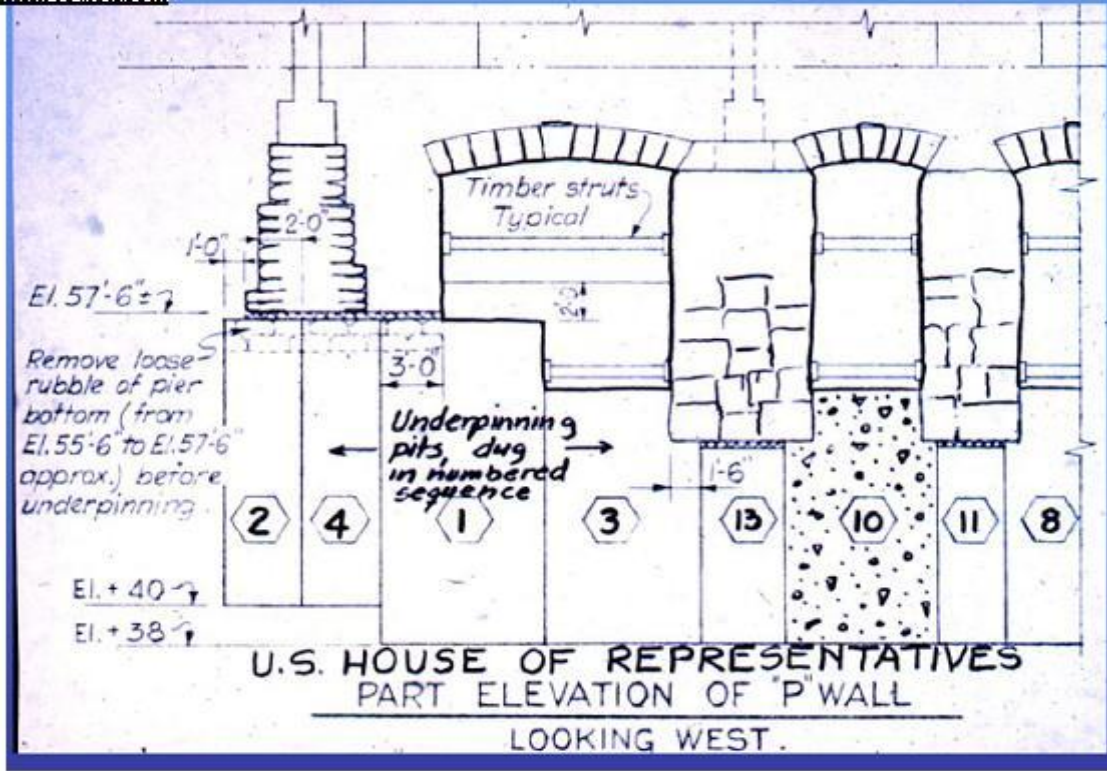


والتدعيم اسفل الاساس من جهة الحفر هذا ما نحتاجه للمشكلة التي طرحها م. يش حيث يتم تقسم العمل على مراحل وبالتناوب وليكن بطول بحدود 2 م حيث يتم عمل جدار استنادي L shape Retaining Wall بحث يكون منسوب اعلى القاعدة للجدار الاستنادي اسفل منسوب التأسيس ويتم تنفيذ اول طول 2م ومن ثم ترك مسافة 2 متر وتنفيذ الجدار بطول 2 متر ولعدها نترك مسافة 2 متر وننفذ الجدار الاستنادي وبعدها نعود لاول مسافة تم تركها وهكذا حتى يتم دعم اسفل الجدار بجانب الحفر على ان يتم دعم مناطق العمدة لحين الصب اسفلها.

**Staging is important**

التنفيذ بالتناوب مهم جدا

www.zeallsoft.com

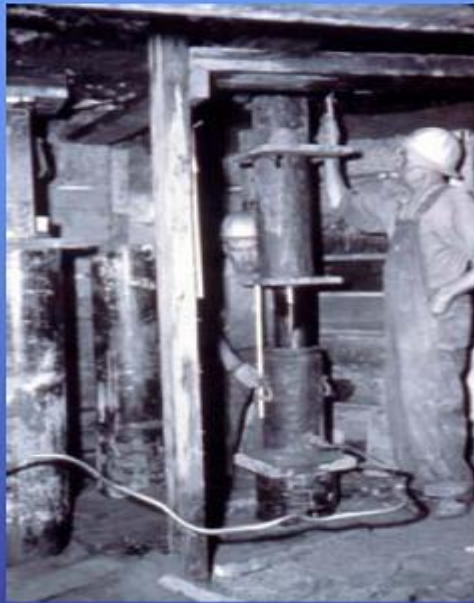


**Jack pile installation**

التدعيم تحت الاعمدة باستخدام الجك

!Error





Jack pile installation



PILE GROUP READY FOR CONCRETING



MEASURING MOVEMENT OF INDIVIDUAL PILE

!Error



Bracket pile installation



Preloading with steel wedges

## Micro pile installation

www.zeallsoft.com



## Ground improvement Jet grout underpinning

الحقن اسفل الاساسات للمبنى القائم وهذا النظام يصلح عندما لا يكون هناك مياه جوفية وكذلك في التربة المتماسكة ام التربة الطينية فلا يصلح

**Error**

www.zeallsoft.com



## Ground improvement Jet grout underpinning



Rigid excavation support walls (slurry walls) can eliminate direct underpinning of structure

www.zeallsoft.com



Support of rock face in lieu of underpinning

www.zeallsoft.com



واستكمل المشاركة بالجزء الثالث والاخير

استكمل الجزء الثالث في الرد على المشكلة التي طرحها المهندس بشر بخصوص الحفر بجوار مبنى بدون اساسات؟؟.

During Design:

**What is the structural engineers role?**

**What level of information should be shown on the structural engineers drawings?**

**“Means and Methods of Construction”**

**What is the Geotechnical engineers role?**

**What is the structural engineers role?**

Due Diligence Provide an underpinning detail that is applicable to the specific project.

Make sure contractor understands the site and complications of underpinning

Stay involved when construction starts.

Due Diligence

Understand the site conditions

Understand the adjoining buildings

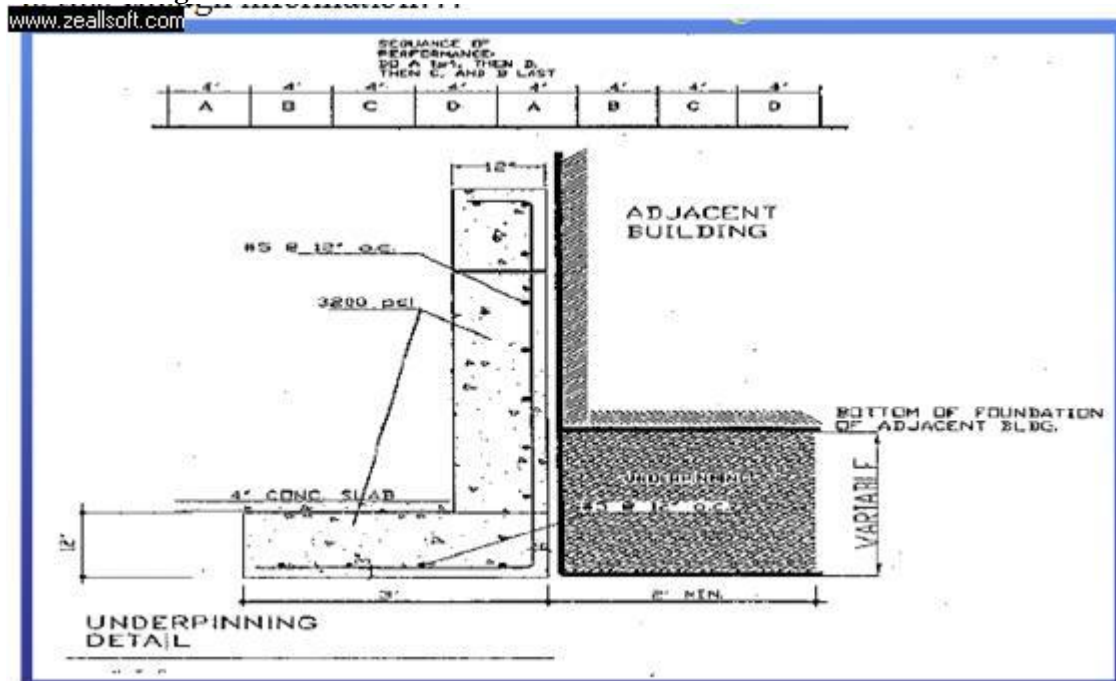
Inform the contractor and his engineer of all issues uncovered prior to design

Educate the owner

Provide an adequate level of information on the design documents.

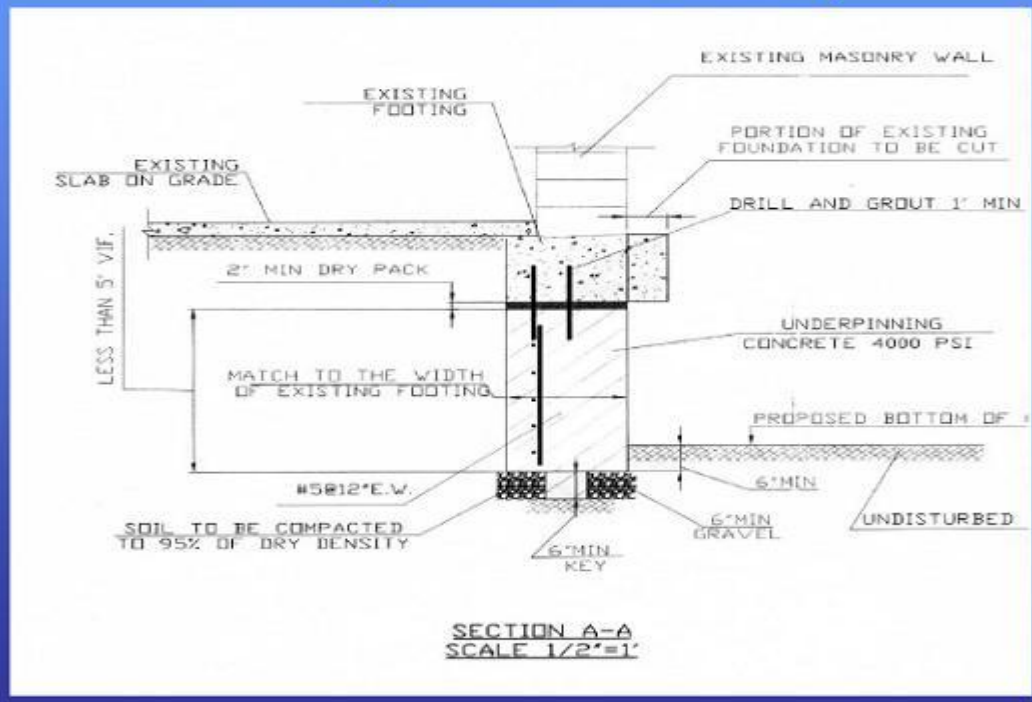
The engineer of record (EOR) should provide detailed information on his/her drawings that relates specifically to the site under consideration.

**Is this enough information???**

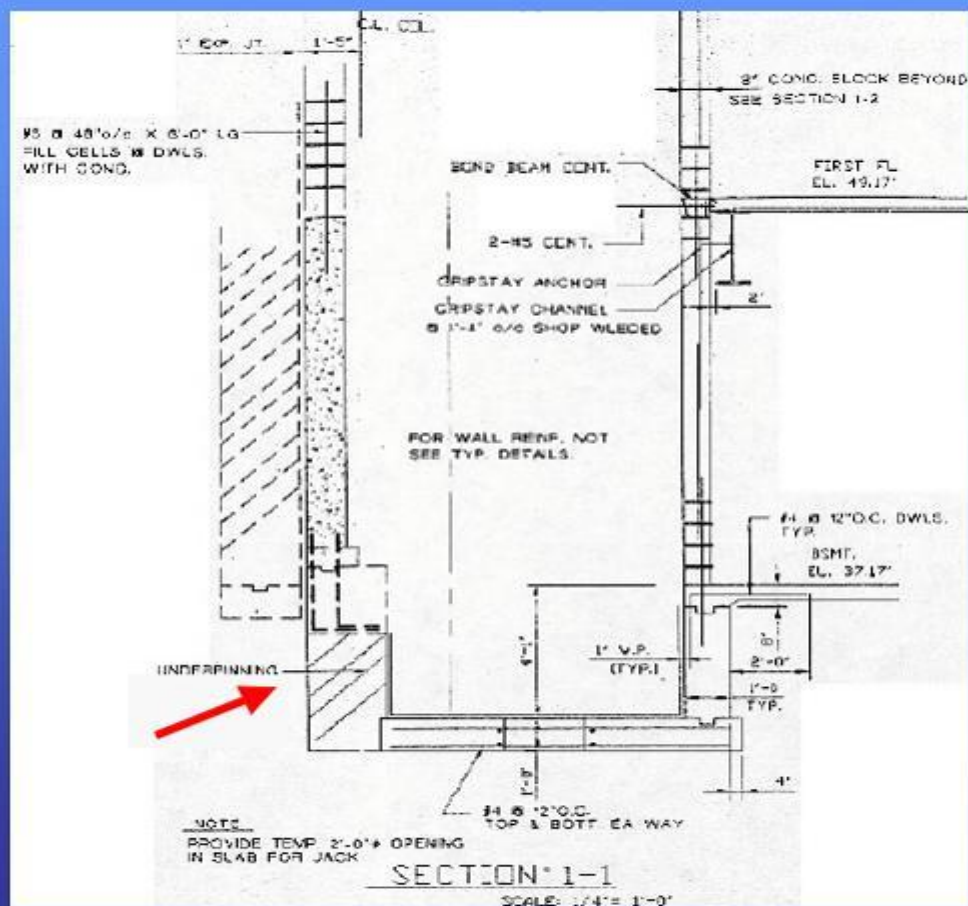




**Rohe** (not in this case!!)

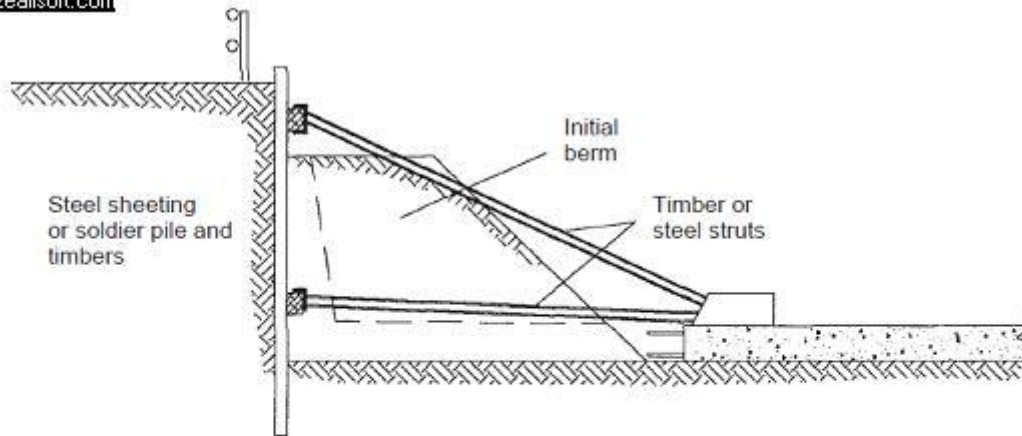


What's wrong with this picture???



!Error

www.zeallsoft.com



**Fig.11 Raking struts.**

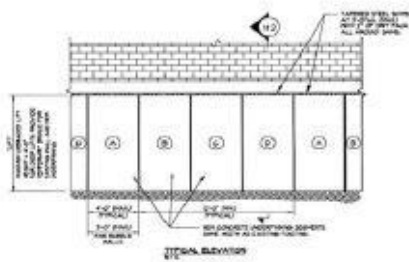
and 11. For a given depth, a wide excavation when supported by walings and struts will require heavier struts to the frames than a trench supported in a similar manner. For very wide excavations, ground anchors, tie rods or raking struts should be considered. Other methods may also be used such as bored piles, diaphragm walls.

### **SAFETY CONSIDERATIONS**

- (a) Investigate and plan each phase of the job and choose the most suitable plant.
  - (b) Provide for emergency access and egress at all times.
  - (c) Provide protection for the public and employees.
  - (d) Guard against face failures.
  - (e) Remember that high faces need proper shoring. No raker is stronger than its end support, so always ensure that its top is securely housed and its foot blocked.
  - (f) Ensure that foot blocks cannot lose grip if the ground becomes wet. Keep drains clear.
  - (g) Guard against displacement of struts and rakers by accidental knocks from plant, gear, boulders or earth falls.
  - (h) Maintain all timbering and shoring materials in good order and condition.
  - (i) Look out for change in ground or water conditions.
  - (j) Ensure that protective helmets are worn at all times.
  - (k) Record the results of daily examinations.
- Provide enough information to the contractor

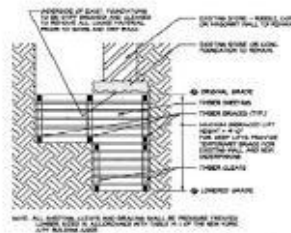
!Error

www.zeallsoft.com



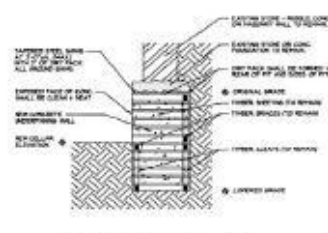
#### EXISTING WALL UNDERPINNING DETAILS

1. EXISTING WALL UNDERPINNING SHALL BE DESIGNED TO SUPPORT THE FULL WEIGHT OF THE WALL AND ALL LOADS THEREON.
2. EXISTING WALL UNDERPINNING SHALL BE DESIGNED TO SUPPORT THE FULL WEIGHT OF THE WALL AND ALL LOADS THEREON.
3. EXISTING WALL UNDERPINNING SHALL BE DESIGNED TO SUPPORT THE FULL WEIGHT OF THE WALL AND ALL LOADS THEREON.
4. EXISTING WALL UNDERPINNING SHALL BE DESIGNED TO SUPPORT THE FULL WEIGHT OF THE WALL AND ALL LOADS THEREON.
5. EXISTING WALL UNDERPINNING SHALL BE DESIGNED TO SUPPORT THE FULL WEIGHT OF THE WALL AND ALL LOADS THEREON.
6. EXISTING WALL UNDERPINNING SHALL BE DESIGNED TO SUPPORT THE FULL WEIGHT OF THE WALL AND ALL LOADS THEREON.
7. EXISTING WALL UNDERPINNING SHALL BE DESIGNED TO SUPPORT THE FULL WEIGHT OF THE WALL AND ALL LOADS THEREON.
8. EXISTING WALL UNDERPINNING SHALL BE DESIGNED TO SUPPORT THE FULL WEIGHT OF THE WALL AND ALL LOADS THEREON.
9. EXISTING WALL UNDERPINNING SHALL BE DESIGNED TO SUPPORT THE FULL WEIGHT OF THE WALL AND ALL LOADS THEREON.
10. EXISTING WALL UNDERPINNING SHALL BE DESIGNED TO SUPPORT THE FULL WEIGHT OF THE WALL AND ALL LOADS THEREON.



#### TYPICAL UNDERPINNING DETAILS

1. EXISTING WALL UNDERPINNING SHALL BE DESIGNED TO SUPPORT THE FULL WEIGHT OF THE WALL AND ALL LOADS THEREON.
2. EXISTING WALL UNDERPINNING SHALL BE DESIGNED TO SUPPORT THE FULL WEIGHT OF THE WALL AND ALL LOADS THEREON.
3. EXISTING WALL UNDERPINNING SHALL BE DESIGNED TO SUPPORT THE FULL WEIGHT OF THE WALL AND ALL LOADS THEREON.
4. EXISTING WALL UNDERPINNING SHALL BE DESIGNED TO SUPPORT THE FULL WEIGHT OF THE WALL AND ALL LOADS THEREON.
5. EXISTING WALL UNDERPINNING SHALL BE DESIGNED TO SUPPORT THE FULL WEIGHT OF THE WALL AND ALL LOADS THEREON.
6. EXISTING WALL UNDERPINNING SHALL BE DESIGNED TO SUPPORT THE FULL WEIGHT OF THE WALL AND ALL LOADS THEREON.
7. EXISTING WALL UNDERPINNING SHALL BE DESIGNED TO SUPPORT THE FULL WEIGHT OF THE WALL AND ALL LOADS THEREON.
8. EXISTING WALL UNDERPINNING SHALL BE DESIGNED TO SUPPORT THE FULL WEIGHT OF THE WALL AND ALL LOADS THEREON.
9. EXISTING WALL UNDERPINNING SHALL BE DESIGNED TO SUPPORT THE FULL WEIGHT OF THE WALL AND ALL LOADS THEREON.
10. EXISTING WALL UNDERPINNING SHALL BE DESIGNED TO SUPPORT THE FULL WEIGHT OF THE WALL AND ALL LOADS THEREON.



#### TYPICAL UNDERPINNING DETAILS

1. EXISTING WALL UNDERPINNING SHALL BE DESIGNED TO SUPPORT THE FULL WEIGHT OF THE WALL AND ALL LOADS THEREON.
2. EXISTING WALL UNDERPINNING SHALL BE DESIGNED TO SUPPORT THE FULL WEIGHT OF THE WALL AND ALL LOADS THEREON.
3. EXISTING WALL UNDERPINNING SHALL BE DESIGNED TO SUPPORT THE FULL WEIGHT OF THE WALL AND ALL LOADS THEREON.
4. EXISTING WALL UNDERPINNING SHALL BE DESIGNED TO SUPPORT THE FULL WEIGHT OF THE WALL AND ALL LOADS THEREON.
5. EXISTING WALL UNDERPINNING SHALL BE DESIGNED TO SUPPORT THE FULL WEIGHT OF THE WALL AND ALL LOADS THEREON.
6. EXISTING WALL UNDERPINNING SHALL BE DESIGNED TO SUPPORT THE FULL WEIGHT OF THE WALL AND ALL LOADS THEREON.
7. EXISTING WALL UNDERPINNING SHALL BE DESIGNED TO SUPPORT THE FULL WEIGHT OF THE WALL AND ALL LOADS THEREON.
8. EXISTING WALL UNDERPINNING SHALL BE DESIGNED TO SUPPORT THE FULL WEIGHT OF THE WALL AND ALL LOADS THEREON.
9. EXISTING WALL UNDERPINNING SHALL BE DESIGNED TO SUPPORT THE FULL WEIGHT OF THE WALL AND ALL LOADS THEREON.
10. EXISTING WALL UNDERPINNING SHALL BE DESIGNED TO SUPPORT THE FULL WEIGHT OF THE WALL AND ALL LOADS THEREON.

## What is "Means and Methods of Construction"?

This is a term used by the AIA to describe construction procedures that are the responsibility of the contractor.

That does not mean that the design professional should avoid the underpinning process.

## What is the Geotechnical Engineers Role?

- Incorporate requirements of specific site so that contractors engineer can be better educated!
- Indicate how load should be transferred; how pits should be sheeted and or braced; the soil conditions (refer to the geotechnical report!)
- Specify the appropriate type of underpinning to the site conditions.

## III. During Construction

### What are the key breakdowns that often lead to failures?

Excavation begins on site without proper supervision or notification. Before long, undermining occurs or too much overburden is removed.



**!Error**

[www.zeallsoft.com](http://www.zeallsoft.com)



**Over excavation with disregard for adjoining properties**

[www.zeallsoft.com](http://www.zeallsoft.com)



**Complete excavation with inadequate underpinning and bracing in place**





**What can be done to avoid these problems?**

Contractors must be more aware of the ramifications of sending an excavator on site to do a general excavation.

Submit “mass excavation plan”

**The contractor MUST hire his own engineer to design and detail the required underpinning.**

**The controlled inspector must be retained BEFORE construction starts and actively involved in the planning process.**

Preconstruction surveys

A thorough preconstruction survey of all adjacent properties is imperative. Cracks which were pre-existing will become the contractors and owners responsibility if they are not documented. Every tenant will claim damages that were pre-existing!! Access can be difficult but that should not mean we should not try.



An active and positive relationship with neighboring property owners can alleviate many of the inherent adversarial problems associated with underpinning.

Monitoring of site should be done using surveyors, crack monitors, vibration monitors.

The design team should be consulted for knowledge about the site. A working relationship is beneficial.

Proper and complete shop drawings and calculations should be submitted for review prior to any work commencing.

How can the project's structural engineer play a role during construction?

- Review the contractor's engineers submission for how it applies to the specific site and site conditions.
- Make sure the contractor has the proper experience in underpinning buildings of similar construction and site conditions.
- Remain an active participant. Encourage a dialogue with neighbors.

Take advantage of the early Due Diligence!

How can the project's geotechnical engineer play a role during construction?

Have the Geotechnical engineer review the contractor's underpinning design and construction sequence and then verify that the design is being followed in the field

- Consult the Geotechnical engineer during the course of construction, especially if conditions found in the field do not conform to those expected
- Have the Geotechnical engineer review monitoring data

**What steps can be included in the design of the underpinning to improve the results?**

!Error

www.zeallsoft.com

## Steel shims for load transfer



### Sheeting and Bracing

All pits, unless otherwise dictated by geotechnical engineer, should be sheeted excavations.

Deep pits must be laterally braced and reinforced as required.

Corner excavations should return under the adjacent building on a slope and be sheeted.

### Monitoring

Vibration monitors should be used where historic structures are present (required by code).

Surveyor should be retained to monitor settlement. Settlement predictions can be made by geotechnical engineer. This can help prevent problems getting out of control.

Crack monitors can be installed to measure all existing cracks.

Communication is key!!

Involve the inspector early on in the projects construction to insure that they are on board with what is proposed and are aware of sequencing, start dates, and all details of underpinning.

Inform them of site conditions.

Provide the geotechnical report for reference

Make sure the design team knows that construction has commenced

**What can a homeowner who wants to underpin his neighbors' house do if he cannot afford experts and all of the recommendations we make?**



Assuming that cost prohibits this extensive evaluation, a series of standards for certain site types could be developed.

If underpinning is necessary, an engineer and/or suitable contractor must be retained.

Underpinning contractors could be licensed, further protecting the public.

Inspectors for the DOB could be educated on what to look for.

**Can he afford “not” do this??**

**!Error**



Our broad geotechnical experience enables us to perform shoring in a very tight access and low headroom in virtually any subsurface condition. Anchor load testing and documentation are provided through every phase.

**!Error**





SDI is constantly applying new and advanced techniques to shoring system installation. Through efficient excavation and project schedule administration, SDI consistently out delivers the competition.



**!Error**



## Earth retention systems we design and install include:

Sheet Piling

H piles

Pipe piles

Wood Lagging

ولمزيد من المعلومات بخصوص Sheet Pile يمكن الرجوع للموقع التالي  
[http://javierconstruction.biz/PhotoAlbums/album\\_1199991475/](http://javierconstruction.biz/PhotoAlbums/album_1199991475/)  
لقد تم تنزيل الاجزاء الثلاثة من الموضوع ليسهل الرجوع اليه

## اطرح المشكلة التالية

**abo alafkar**

عضو متميز

تحية طيبة لكم جميعاً هناك مشكلة حصلت أثناء تنفيذ خزان ماء دائري و بسعة 35000 متر مكعب حيث تم ملأ الخزان بشكل كامل لاختباره و أثناء الاختبارات حدث تسربات مياه ما هو الحل ؟

هناك مشروع آخر تم تنفيذ خزان آخر ضمن مشروع محطة تنقية و لكن أثناء تجربة الخزان و تحميله بشكل كامل و تم تنفيذ فواصل تمدد قطري بكل الاتجاهين للأرضية مع عدم إيقاف الحديد و فواصل شاقولية للجدارن مع عدم إيقاف الحديد لذلك أختلف مع المهندس رزق مع احترامي له وتقديري . فإنه يجب تحميل الخزان بشكل كامل للتأكد من كفاءته الإنشائية أيضاً

## رزق حجاوي

إستشاري الهندسة المدنية

اشكر لك مشاركتك بخصوص التسرب بالخزان يعتمد على مكان التسرب فاذا كان من الجوانب فيمكن استخدام مادة Water Plug حيث تعمل على منع تسرب المياه فوراً حيث يمكن بعدها عند اعمال الصيانة او انتهاء الاختبار للخزان العودة والمعالجة من داخل الخزان.  
اما اذا كان من القاعدة فيجب تفريغ الخزان ومعالجة من الداخل.

القياس:

لذلك أختلف مع المهندس رزق مع احترامي له وتقديري . فإنه يجب تحميل الخزان بشكل كامل للتأكد من كفاءته الإنشائية أيضاً

وانا اتفق معك انه يجب ان يتم تعبئة الخزان بالكامل ولكن الذي اوضحتة الا يتم التعبئة مرة واحدة وانما على مراحل ولنقل على منسوب ( 0.5 م ثم 1 م ثم 1.5 م ..... الى ان يتم تعبئة الخزان بالكامل)  
اما لماذا التعبئة على مراحل للتأكد من انه لم يحدث تسرب للمياه في المنطقة التي تم فحصها فبدلاً من تعبئة خزان 6 متر ( نفرض انا ارتفاعه الكامل ) ونكتشف بالفحص انه على منسوب 0.3 م هناك تسرب ففي هذه الحالة سنحتاج الى تفريغ الخزان بالكامل من اجل الاصلاح بينما لو كنا ملأنا حتى منسوب 0.5 م فمن السهل تفريغ الخزان.  
هذه وجهة نظري بالنسبة لفحص الخزانات اتمنى ان تكون الاجابة قد وضحت لك.

## اطرح المشكلة التالية

**رزق حجاوي**  
إستشاري الهندسة المدنية

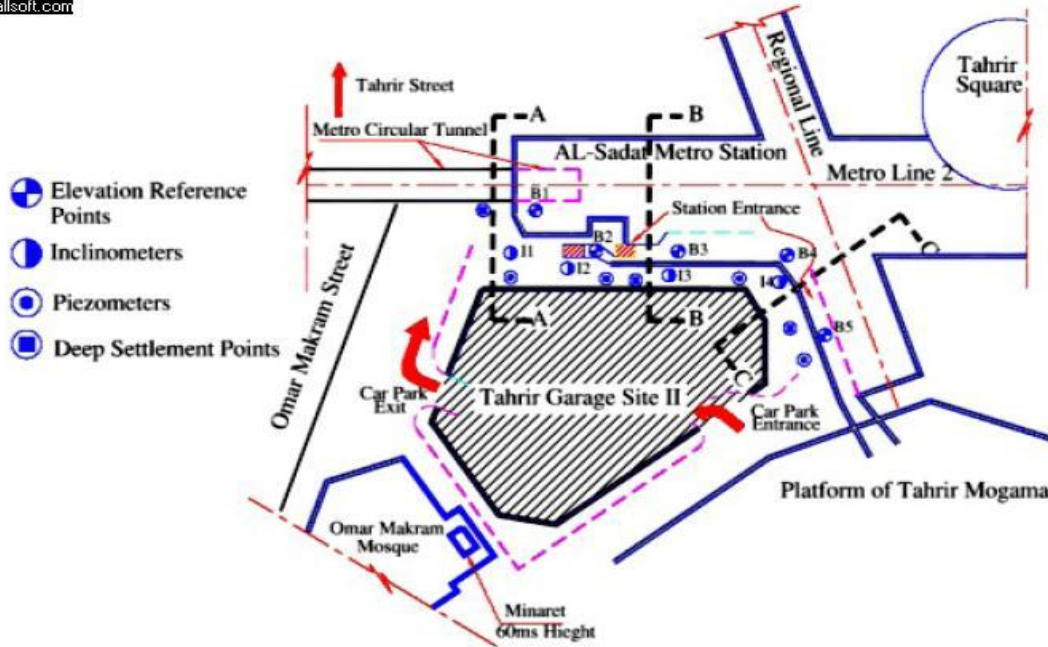
اعود اليكم في موضوع جديد من حيث نوعية المشكلة وطريقة حلها وهي مشكلة واقعية تم حلها من قبل مهندسين مصريين ومن خلال اطلاعي على طريقة حل المشكلة لا استطيع ان اقف لهم احتراما وتقديرا على العبقرية الهندسية بالحل ( هذا من وجهة نظري الهندسية).

**وسنتعرف كيف كانت الادارة الهندسية للمخاطر في حل مشكلة تنفيذ اساسات وحفريات عميقة ."**

يرغب في انشاء مبنى كراجات متعدد الطوابق 4 طوابق تحت منسوب الارض ( وبالتالي نحتاج الى عمق حفريات 13.60 م ) قرب ميدان التحرير لمواقف السيارات وقطعة الارض المراد انشاء المبنى عليها محاطة بمحطة السادات للميترو التي تبعد عن طرف الحفريات من 6-30 متر وجامع عمر مكرم والذي له مؤذنه بارتفاع 50 متر وتبعد عن حافة الحفريات للمشروع 6 م. وعلاقة المشروع بالابنية والخدمات المحيطة حسب الشكل المرفق ( اتمنى اذا امكن ان يتم تنزيل صورة المبنى من ( الجوجل goegle )

!Error

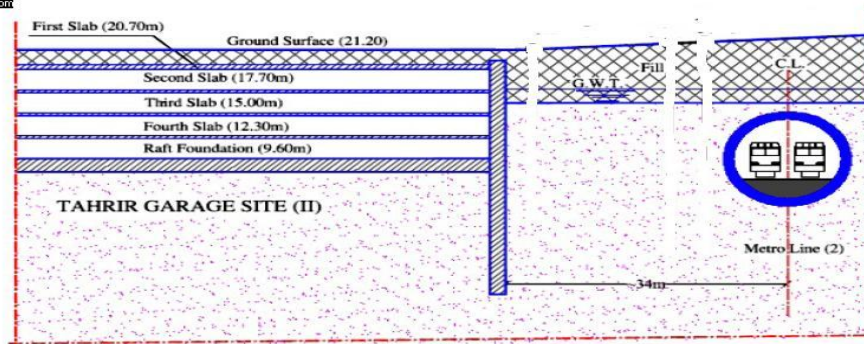
www.zeallsoft.com



Location of Al-Tahrir garage and its surrounding existing structures

موقع المشروع في ميدان التحرير  
!Error

www.zeallsoft.com

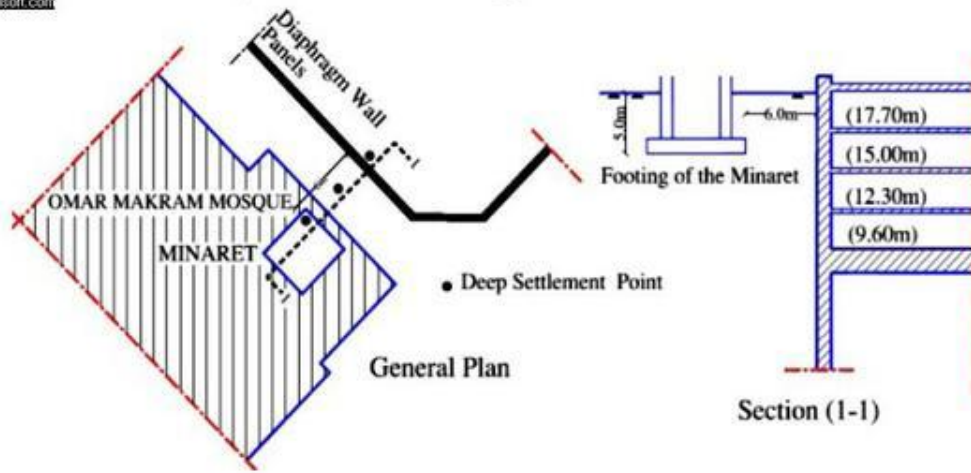


Section A-A presents the location of the garage boundary relevant to the tunnel tube of the Urban Cairo Metro Line



**!Error**





Location of the Minaret of Omar Makram Mosque with respect to the diaphragm wall line

والان كيف يمكن حل مشكلة تنفيذ هذا المشروع ؟  
 كان التفكير لحل هذه المشكلة هو العمل على دراسة جميع الظروف المحيطة بالمشروع وطرق التنفيذ ومدى تأثيرها على بعضها البعض ومدى مخاطرها لذلك تم اللجوء لما يسمى  
**الادارة الهندسية للمخاطر في حل مشكلة تنفيذ اساسات وحفريات عميقة .**  
 وان شاء الله غدا استكمل المشاركة وشرحة مفهوم الادارة الهندسية للمخاطر.

اعود واستكمل موضوع البحث" يرغب في انشاء مبنى كراجات متعدد الطوابق 4 طوابق تحت منسوب الارض ( وبالتالي نحتاج الى عمق حفريات 13.60 م ) قرب ميدان التحرير لمواقف السيارات وقطعة الارض المراد انشاء المبنى عليها محاطة بمحطة السادات للميترو التي تبعد عن طرف الحفريات من 6-30 متر وجامع عمر مكرم والذي له مؤذنه بارتفاع 50 متر وتبعد عن حافة الحفريات للمشروع 6 م. وعلاقة المشروع بالابنية والخدمات المحيطة حسب الشكل المرفق ( اتمنى اذا امكن ان يتم تنزيل صورة المبنى من ( الجوجل goegle ) ).

**الادارة الهندسية للمخاطر في حل مشكلة تنفيذ اساسات وحفريات عميقة .**  
 قبل الدخول في توضيح هذا المفهوم اعطي مراجعة سريعة ومختصرة عن تنفيذ الحفريات العميقة المدعمة فهي بشكل عام وكما هو معلوم تشكل خطورة في التنفيذ وخصوصا عندما يكون هذا الحفر تحت منسوب المياه الجوفية. وللوصول للامان في التصميم والتنفيذ للحفريات العميقة يجب اتباع خطة بحث Project Boundaries & Subsurface Condition ويجب دراستها على مستويات مختلفة للخطورة Different Risk Resources وتحديد مصادر الخطر وهو ما يسمى مخطط ادارة المخاطر. Risk Management Plan

وبتطبيق مخطط ادارة المخاطر على المشروع قيد الدراسة نحدد اولا المخاطر المحتملة:-

- التشوهات الجانبية للتربة Lateral Deformation of Soil
- الهبوطات الارضية Ground Settlement
- تأثير المنشآت المجاورة Effect Nearby Structures
- التحكم بمستوى المياه الجوفية Groundwater Control
- سداة التوازن Plug Stability
- التكاملية Integrity

وبناء على ماسبق تم تحديد مراحل الدراسة

- الحفر العميق Deep Excavation
- التدعيم Bracing
- الحواجز Retaining
- ادارة المخاطر Risk Management
- احتمالية الحدوث Contingency
- المراقبة Mentoring

وبما ان المشروع قيد الدراسة يحتاج الى حفريات عميقة وهو مجاور لابنية قائمة وخدمات تحتية فقد تم تحديد خطة العمل لبرنامج ادارة المخاطر Risk Management Program على ثلاث مراحل:-

- تحديد مصادر (اسباب ) الخطر وتمثيلها Risk Sources & Identification
- تحليل المخاطر والتحكم بها Risk Analysis & Control
- تفعيل مخططات احتمالية Contingency Plans of Action

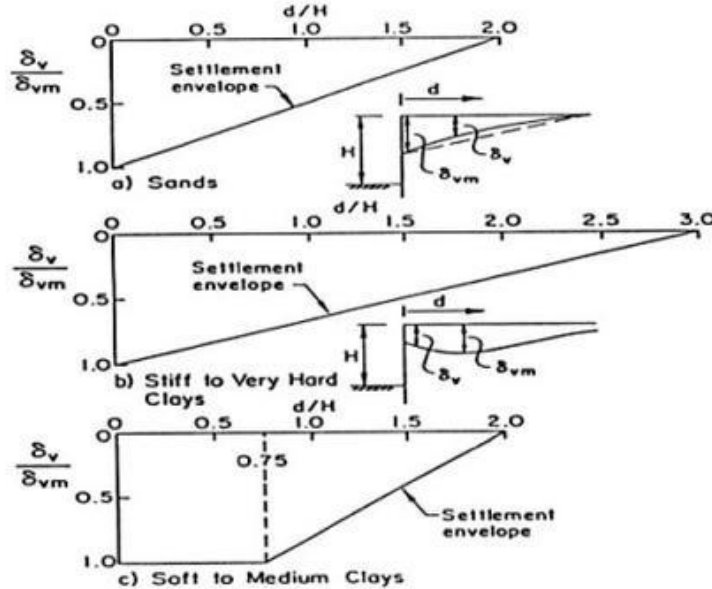
### المرحلة الاولى تحديد مصادر الخطر وتمثيلها Risk Sources & Identification

وكما هو معلوم فان التصميم والتنفيذ للحواجز Retaining System يكون الهدف منها السيطرة على الحركة الجانبية والعمودية Lateral & Vertical Movements للأرض المحيطة وثبات الأساس للتربة اذا كانت الحفريات تحت منسوب المياه الجوفية. وتظهر هنا الكثير من المخاطر نتيجة لذلك مثل تدعيم الحفريات ، التحركات الارضية Ground Movements ، التحكم بمستوى المياه الجوفية ، ضعف الجودة في التنفيذ دائما ما تؤدي الى المزيد من المخاطر في الحفريات العميقة المدعمة. وخطورة الحفريات العميقة لها علاقات كثيرة منها

- طبيعة التربة Nature of Subsurface soil condition
- تغير منسوب المياه الجوفية Variation in Groundwater Level
- عمق وعرض الحفريات Depth & width of Excavation
- ثبات ارضية الحفريات Stability of the Bottom of Excavation
- صلابة نظام التدعيم Stiffness of the Support System
- قساوة الجدار Rigidity of Wall
- تقنيات التنفيذ Construction Technique
- التحكم بالجودة اثناء التنفيذ Quality Control adopted during Construction

وهي حسب المخطط المرفق

www.zealsoft.com



Settlement distribution due to braced excavation in different types of soils (After Clough and O'Rourke, 1990)

وهناك حالات اخرى للهبوطات ومدى الثبات الحفريات بالقياس على التربة الطينية Clayey Soils حسب الشكل المرفق

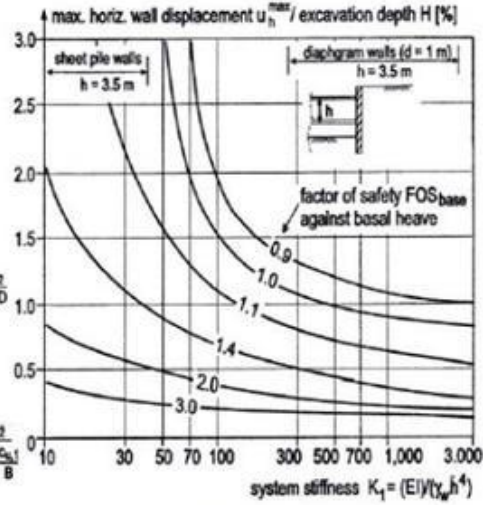
$H/B > 1$ :  
FOS<sub>base</sub> by Bjerrum & Eide (1956)

$$FOS_{base} = \frac{1}{H} \frac{c_u N_c}{\gamma} \quad N_c = \pi(1 + \gamma B)$$

$H/B < 1$ :  
FOS<sub>base</sub> by Terzaghi (1943)

$$FOS_{base} = \frac{1}{H} \frac{N_c c_{u,2}}{\gamma - c_{u,1} D} \quad D < (\sqrt{2}/2) B$$

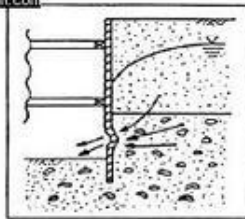
$$FOS_{base} = \frac{1}{H} \frac{N_c c_{u,2}}{\gamma - \frac{2 c_{u,1}}{\sqrt{2}} B} \quad D > (\sqrt{2}/2) B$$



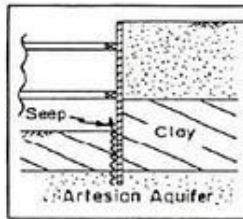
Effect of the base stability of braced excavations in clay on the induced lateral displacement (After Mana and Clough, 1984)

وقد تحدث تحرك في الارضية نتيجة التحكم بالمياه الجوفية ( نزح المياه ( Dewatering فجريان المياه حول الحفريات  
يمكن ان يتبعه حركة في التربة حسب الشكل المرفق

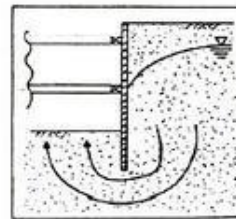
**Error**



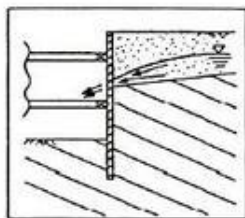
Flow Through Wall Flow



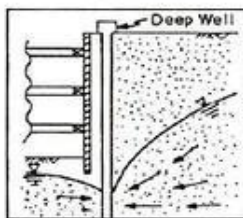
Flow Along Wall Interface



Flow Beneath Wall



Flow From Perched Water



Flow Caused by Dewatering

Sources of groundwater-related risks during construction of deep braced excavations (After Clough and O'Rourke, 1990)

ونتيجة لحركة المياه كما هو واضح في المخطط السابق ينتج عنه:

- الجريان عبر الجدار من خلال الوصلات او التشققات او اوتاد الجدار (e.g. Cracks, Joints Between pile Wall ...etc)

الجريان على طول الوجه الفاصل بين الجدار والتربة (Flow along Wall-Soil interface)  
الجريان اسفل الجدار (e.g. Insufficient penetration depth of the wall)  
the wall)

الجريان بسبب عملية النزح (Flow due to Dewatering)

وان شاء الله غدا استكمل معكم المرحلة الثانية وهي تحليل المخاطر والتحكم بها Risk Analysis & Control استكمل معكم الموضوع في جزئه الرابع وقد وصلنا الى المرحلة الثانية من خطة العمل لبرنامج ادارة المخاطر Risk

### **Management Program** **المرحلة الثانية وهي تحليل المخاطر والتحكم بها Risk Analysis & Control**

بعد تحديد مصادر انواع المخاطر ، نبدأ بتحليل هذه الاخطاء

- تخمين (تقدير) احتمالية حدوث الاحداث غير المرغوب بها

#### **Estimating the probability of occurrence of the undesirable event;**

- تخمين أهمية العواقب ( النتائج; Estimating the magnitude of consequences;
- التعرف على الخيارات الملائمة بما فيها الاخطار, Identifying options to accommodate the risks, including:

- تقليل احتمالية الحالات; reducing the probability of the cause;
- التقليل من العواقب (النتائج; mitigating the consequence; and
- تقليل التصعيد من اسباب العواقب. reducing the escalation from cause to consequence.

#### **4- .ادارة خصائص المخاطر على اساس: Priorities risk management efforts based on:**

- مستوى المخاطر ( الاحتمالية والاهمية ); level of risk (probability and consequence);
- حالة التحكم بالمخاطر وادارة النشاطات الخطرة status of risk control and risk management
- activities; and
- الدرجة القصوى للمقياس الزمني للتأثير التحكم بالمخاطر. optimum timescale for risk control action.

ويمكن بالعادة التحكم بالمخاطر من خلال :-

- التجسيد الملائم للتصميم وعوامل الامان وحركة الارض التي ممكن ان تحدث للمنشات المحيطة بالمشروع  
Incorporating a design with adequate safety factor and reasonable ground movements that could be safely tolerated by the surrounding structures
- Incorporating an inclusive quality control program during construction.
- Performing a pre-construction dilapidation survey to verify the conditions of the surrounding structures and their safety conditions when subjected to the predicted ground movements.
- Adopting an elaborate monitoring system that suit the risk sources associated with the execution of the deep excavation.

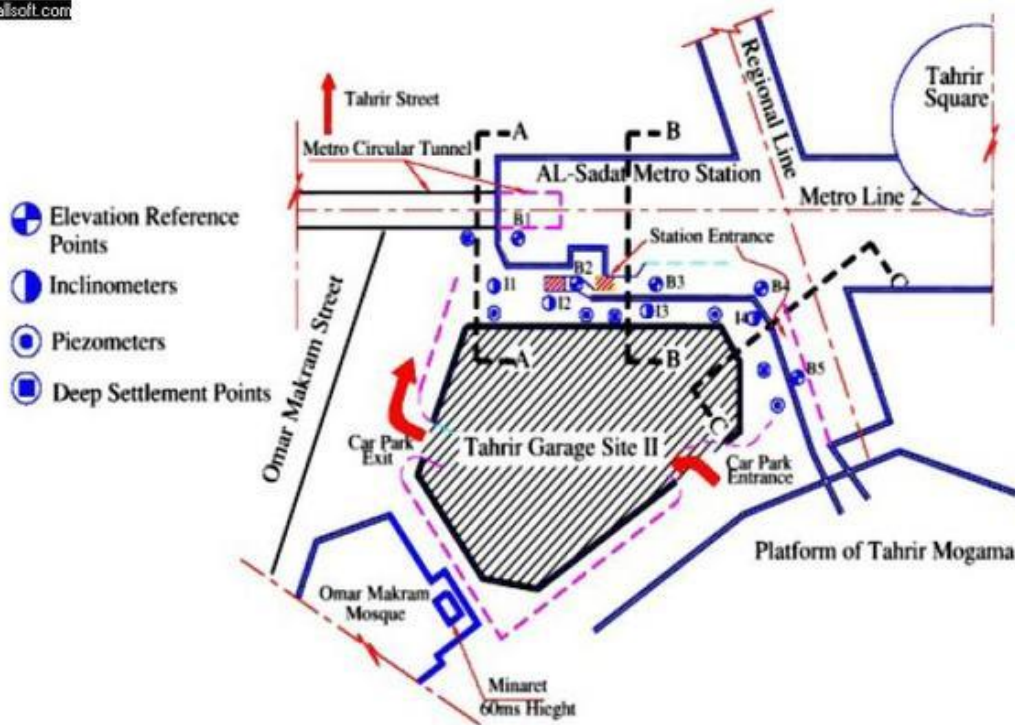
#### **المرحلة الثالثة تأثير مخططات احتمالية Contingency Plans of Action**

- Is the plan achievable in reality, should this be required?
- Are the trigger mechanisms for actual activation of the plan clear and realistic?
- Does the plan address anticipated situations in a timely, affordable, effective, consistent manner?

والان بعد هذه المقدمة في كيفية التحليل الهندسي لحل مشكلة تنفيذية وكيفية اردارة المخاطر والتقليل منها.  
صورة لموقع المشروع ( رقم 4 )

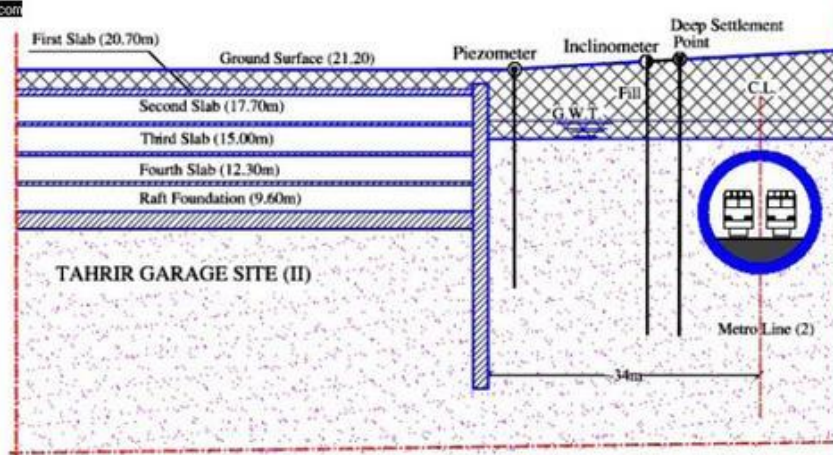
**!Error**





Location of Al-Tahrir garage and its surrounding existing structures

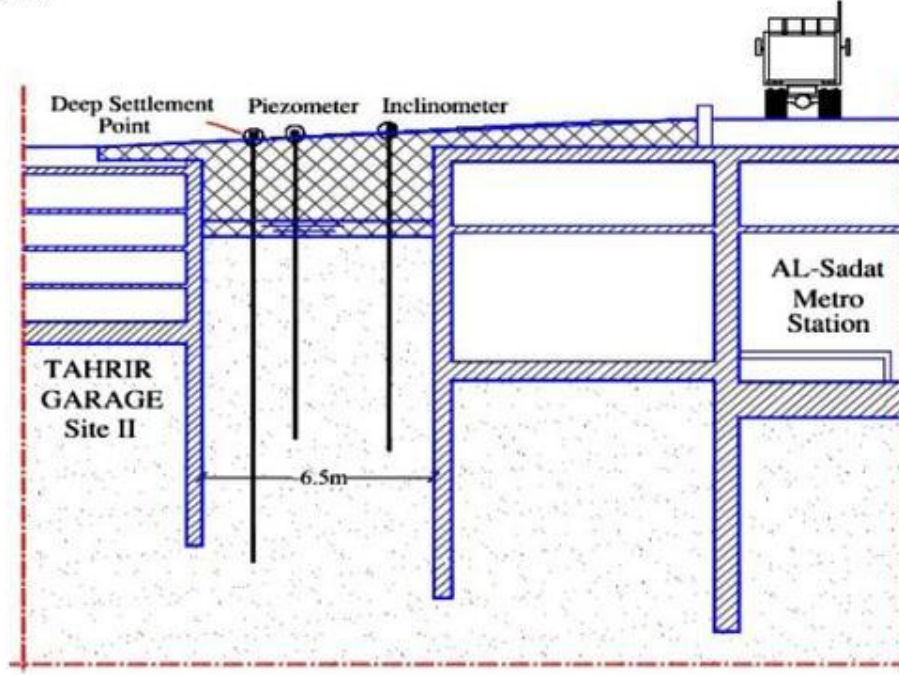
صورة رقم 4 موقع عام لمنطقة المشروع والابنية المحيطة



Section A-A presents the location of the garage boundary relevant to the tunnel tube of the Urban Cairo Metro Line

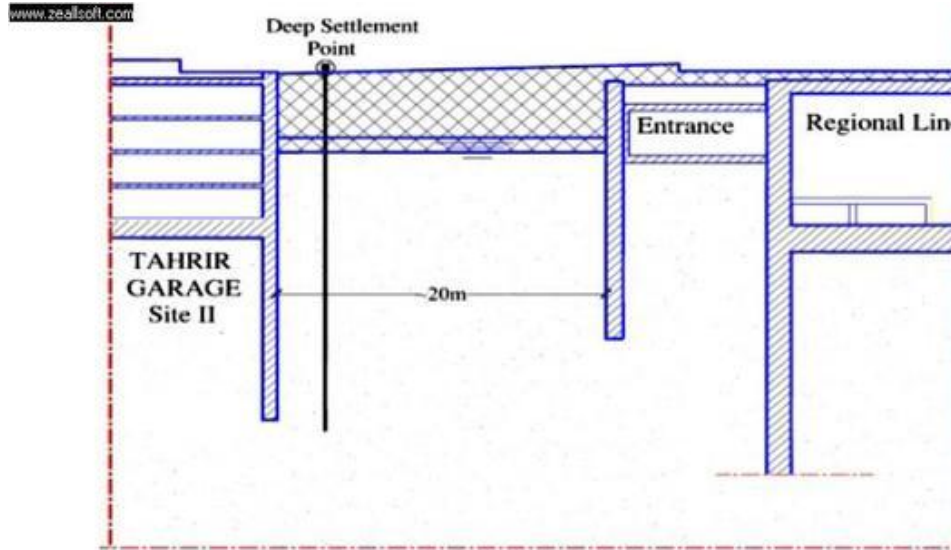
صورة رقم 5 مقطع A-A حيث يلاحظ العلاقة بين المشروع وخط المترو

!Error



Section B-B presents the location of the garage boundary relevant to Al-Sadat Station of the Regional Line of Cairo Metro.

صورة رقم 6 مقطع B-B يوضح العلاقة بين المشروع ومحطة السادات  
!Error



Section C-C presents the location of the garage boundary with respect to Al-Sadat Station of the Regional Line of Cairo Metro.

صورة رقم 7 مقطع C-C علاقة المشروع مع محطة السادات

وكما هو اوضح من المخطط المرفق ان ارض المشروع محاطة بمنشآت مهمه وعمق الحفريات للاساسات المطلوب 13.60 م ومنها مترو الانفاق ومحطة السادات ومسجد عمر مكرم وكما هو واضح في الصور المرفقة ان اعمال الحفريات للاساس foundation للمشروع سيؤثر بالتاكيد على الابنية المحيطة ومحطة الانفاق من ناحيتين

- الاولى انهيار التربة لعدم تماسكها عندما يكون الحفر بشكل عمودي Vertically
- الثانية عملية نزح المياه Dewatering حيث ان ذلك سيؤثر على المحتوى المائي تحت الاساسات للابنية المجاورة مما يؤدي الى هبوط هذه الابنية والخدمات الموجودة تحت الارض Underground Services

## مواصفات التربة Subsurface Soil Condition

The subsurface soil condition at the subject site consists of a top fill layer of a thickness varying between 4.50 m and 6.0 m, followed by a dense to very dense sand layer which extended to the end of the boreholes at 48 m depth. Interlayer's of hard clay appeared at depths vary between 30 m and 45 m with thicknesses range between 3 m and 6 m. The groundwater table appeared at a depth from ground surface ranging between 3.0m and 3.50 m, which corresponds to levels (17.50 m) to (18.00 m).

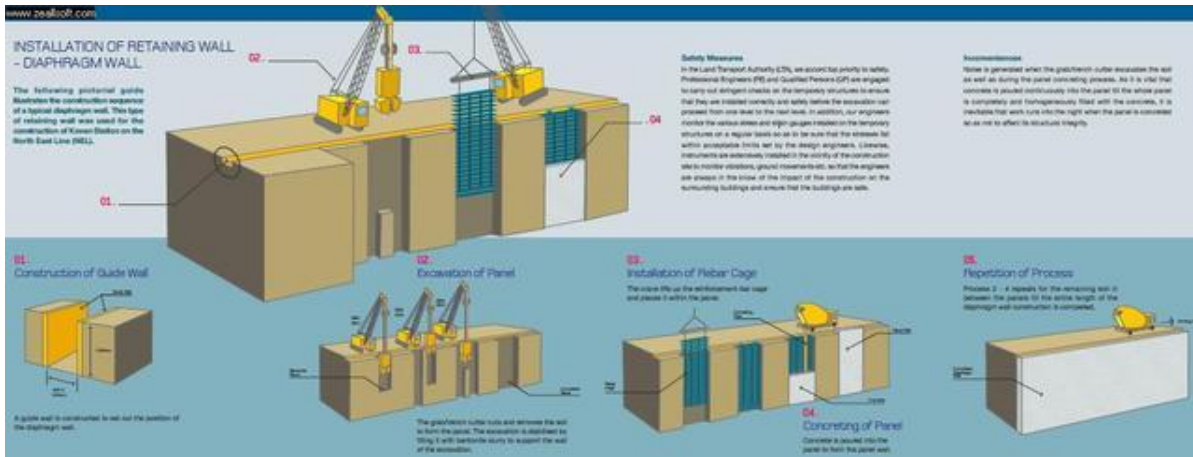
### تحديد مصادر الخطورة: Identification of Risk Sources

اختيار التنفيذ من الاعلى للأسفل Top – Down System لتنفيذ حفريات الاساس للمشروع ( الكراجات Garage ). وذلك عند طريق تنفيذ جدار على كامل محيطه ارض الشروع Diaphragm Walls بعرض 80 متر وبعمق 27 متر . البلاطات slabs صبت جزئيا وربطت Connected وربطت الى الجدار الحاجز Diaphragm Wall=DW خلال عملية الحفر حتى الوصول الى منسوب الاساسات والهدف من ذلك هو تأمين دعم جانبي للجدار الحاجز Lateral Supports to the DW .

ولتأمين عدم تسرب المياه من خلال الجدار الحاجز DW تمت عملية حقن للجدار بسماكة 2.5 متر Grout Plug وذلك خلال تشكّل الجدار الحاجز.

وكانت حالات المخاطر تتطور خلال عملية الحفر لقناة للجدار الحاجز DW وخصوصا عندمت كان الحفر قريبا من منڈنة مسجد عمر مكرم والتي كانت تبعد 6 متر ، وهناك اخطار اخرى بسبب الهبوط في الارضية والتشوهات الجانبية Ground Settlement & Lateral Deformation في محطة السادات ( كما هو واضح في الصور السابقة).

**Error**



### طريقة تنفيذ الجدار الحاجز Diaphragm Wall

( وللمزيد من التفاصيل عن كيفية تنفيذ الجدار الحاجز Diaphragm Wall يمكن الرجوع للموقع التالي

<http://environment.uwe.ac.uk/geocal/ucp/diaphragm.htm>

[http://www.lta.gov.sg/projects/images/DW%20Final%20\(inside\).pdf](http://www.lta.gov.sg/projects/images/DW%20Final%20(inside).pdf)

<http://www.bachy-soletanche.com.sg/processes/processes-diaphragmwalling.htm#stagesofconstruction>

[http://www.indopora.com/diaphragm\\_wall.htm](http://www.indopora.com/diaphragm_wall.htm) )

المخاطر التي كانت تؤثر على محطة السادات ( الصور من 5-7 )

### Risks on the Structure of Al-Sadat Underground Metro Station

1- عدم ثبات الجدار الحاجز اثناء عملية الحفر بسبب سوء التنفيذ الجدار الحاجز DW او بسبب عدم الخبرة بالحفر او بسبب طبيعة الارضية.

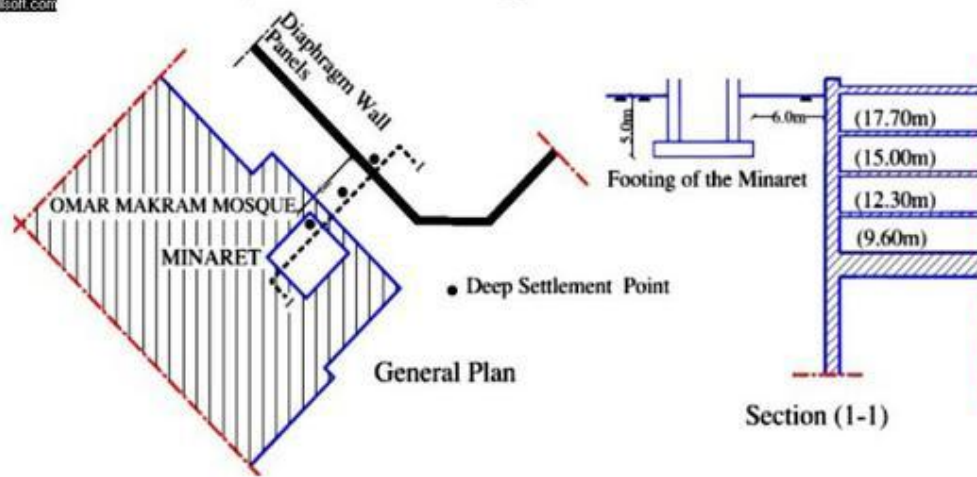
2- احتمالية عدم عدم ثبات الحقن وبالتالي الى تسرب المياه من خلال الجدار الحاجز DW وهذا يؤثر على امان محطة المترو.

3- احتمالية حركة التربة ( هجرة Migration ) وذلك بسبب تسرب المياه من بين قطع الجدار الحاجز ( كما تم شرحه سابقا يتم تنفيذ الجدار على مراحل ) اثناء عملة نزح المياه في المشروع.

المخاطر التي تؤثر على منڈنة مسجد عمر مكرم ( الصورة 8 )

**Error**





Location of the Minaret of Omar Makram Mosque with respect to the diaphragm wall line

### صورة رقم 8 توضح علاقة المشروع مع مسجد عمر مكرم

#### *Risks on Omar Makram Mosque and Minaret*

كما تم توضيحه سابقا فان اساس المئذنة ( اساس منفرد Isolated footing على عمق 5 متر ) يقع على بعد 6 متر من الجدار الحاجز DW بينما المسجد يبعد حوالى 10 – 11 متر . وبالتالي فان المسجد والمئذنة سيتأثر بأي حركة ارضية وبالتالي على امان هذا المنشأ . وكما افادت تقارير فحص التربة الخاصة بالمسجد ان قوة تحمل التربة 2 ( 200 KN/M2 كغم / سم2 ) وابعاد قاعدة المئذنة 5 X 5 m وبسبب ان الحفر سيكون قريبا من المئذنة فان هناك اخطار عالية تحيط بالمئذنة :-

- اي انهيار لا جزء في الجدار الحاجز DW ربما سيؤدي الى انهيار المئذنة ، حيث ان قاعدة الاساس لها باتجاه موازي للجدار الحاجز .
- تأثير اي ميل للمئذنة ( ارتفاعها 50 متر ) اثناء عملية الحفر مما يشكل خطرا على العاملين والاليات في المشروع .

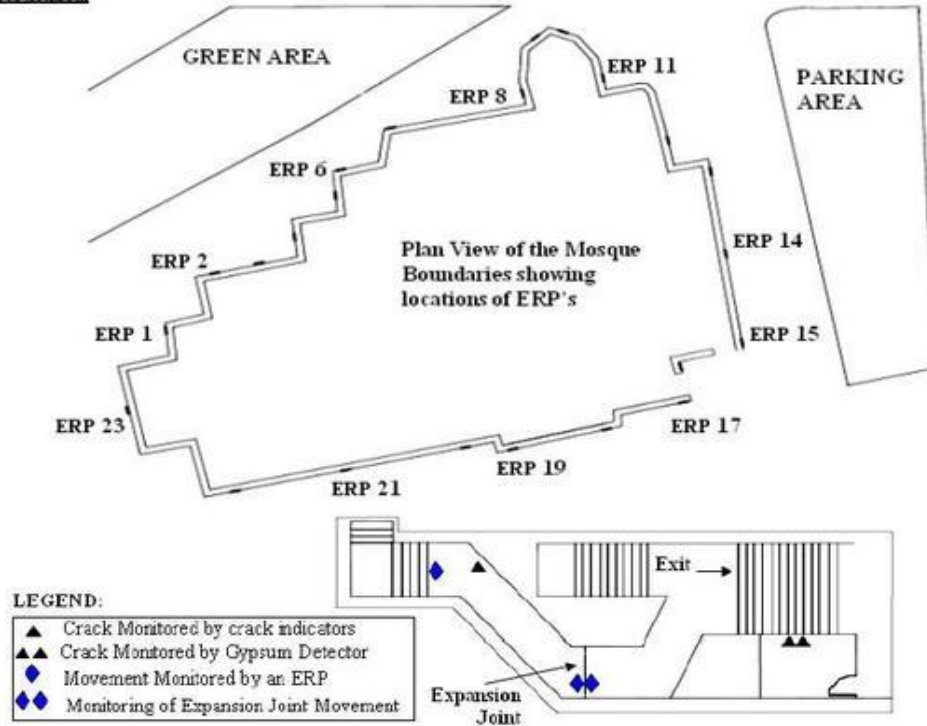
#### بعد التعرف على المخاطر المحيطة بالعمل نبدأ بتحليل المخاطر والتحكم بها

##### *Risk Analysis and Control:*

تحديد قيمة المخاطر بعد تحديدها عنصر اساسي في تحديد مدى قبول معايير Criteria المخاطر للحفريات ونظام التحكم في المياه الجوفية Dewatering Control System تحليل المخاطر Risk Analysis  
بعد رسم المواقع المحيطة بأرض المشروع وتحديد مصادر الخطر والتخمينات Technical Assessments للتقنية للمخاطر ومستوياتها وتحديدها Mapping out the Structural Conditions of the nearby Buildings (الصورة 9).

**Error**

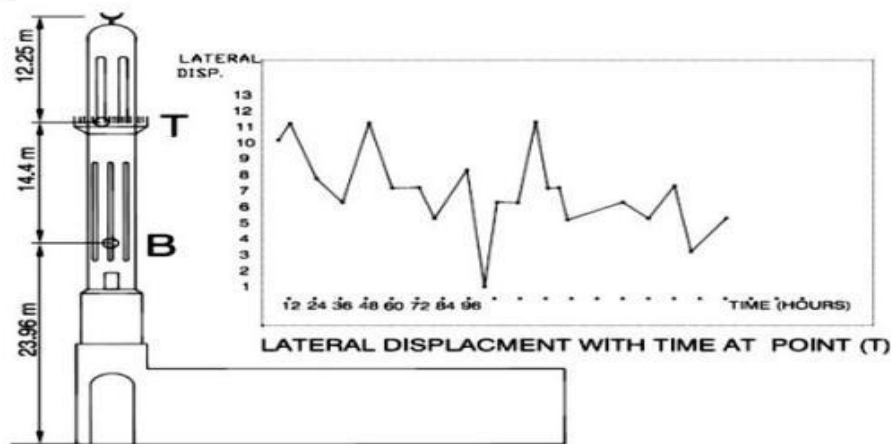




Elevation Reference Points (ERP's) and crack indicators on Omar Makram Mosque and the shallow-founded parts of Al-Sadat Station.

صورة رقم 9 حيث يوضح اماكن وضع الكواشف Sensors ونقاط المراقبة على الابنية المحيطة بالمشروع حيث تم اجراء مسح Survey لكل المرفقات المحيطة وذلك لتحديد اي ( تشققات Cracks ، عرض الفواصل Opening Joints ، تسربات المياه ، .... ) وقد تم تسجيل كل الملاحظات الانشائية ومراقبتها عن طريقة تركيب مجسات Sensors تقيس اي تحرك في المستوى الجانبي او العمودي Horizontal or Vertical وذلك من خلال اخذ نقاط مرجعية Elevation Reference Points = ERP وذلك لمراقبة اي هبوط Monitor Settlement وكذلك تركيب كواشف التشققات Cracks Indicators وذلك في المناطق التي يوجد بها تشققات او فواصل.

!Error



Sketches for the Mosque Minaret and the records of the lateral displacement at Point "T" under normal conditions.

صورة رقم 10 نقاط المراقبة على منة المسجد وقد تم تركيب تلك الكواشف لمسجد عمر مكرم ( الميلا ن نتيجة الرياح لمنة المسجد تم تسجيلها في النقطة T & B ولمدة شهرين ) ومحطة السادات.

## تحليل جيوتقني Geotechnical Analyses

**A nonlinear finite element analysis was performed to model the subsurface geotechnical conditions along with the stages of construction of the garage.**

والآن بعد ام تعرفنا على المخاطر وكيفية السيطرة عليها سأبدأ بشرح كيف تم تنفيذ المشروع الذي يعد وبكل المقاييس عمل هندسي محترف.

قبل البدء بأعمال الحفريات تم القيام بما يلي :-

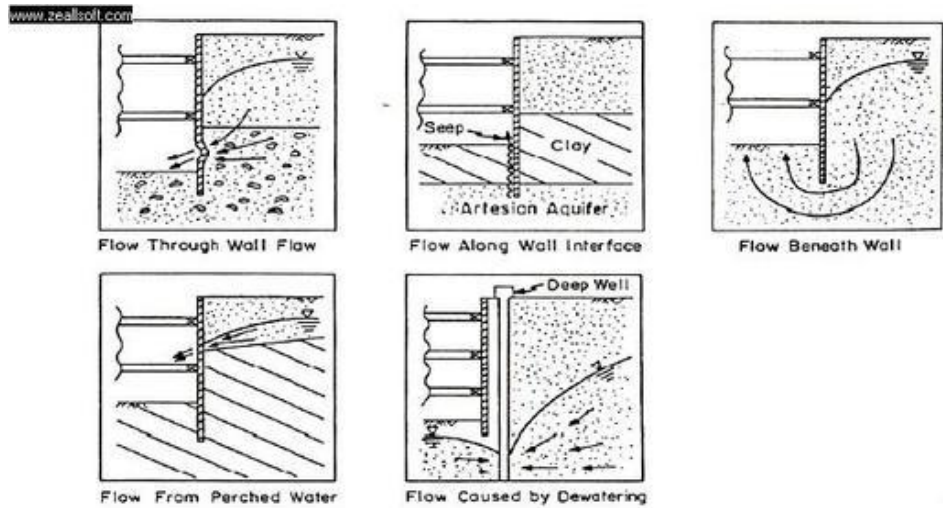
1- لحل مشكلة انهيار التربة تم تنفيذ جدار حاجز (Diaphragm Wall) كما تم الشرح سابقا عن كيفية تنفيذ هذا الجدار (الصور من 5-8) بعرض 8 متر وعمق 27 واجراء عملية الحق Grout Plug للجدار لمنه المياه من التسرب من خلال الجدار او من الوصلات (بين مراحل الصب).

2- لحل مشكلة المياه الجوفية groundwater والتالي برأيي اهم مشكلة.

وقد يقول قائل ان ذلك سهل من خلال عمل ابار نزع Well ؟؟؟

ولكن عملية نزع المياه Dewatering ستشكل خطورة كبيرة على المنشآت المجاورة بسبب تغير منسوب المياه اسفل الاساسات وبالتالي حدوث هبوط لها !! وهنا يقع المنفذون في مشكلة كبيرة حيث ان الهبوط تحت المئذنة قد يؤدي الى ميلها وانهيارها ، وكذلك الهبوط في المترو او محطة المترو سيؤثر على سكك المترو Rails او في ابنية المحطة للمترو وقد يحدث تسرب للمياه من اسفل الجدار الحاجز وانهياره

**!Error**



Sources of groundwater-related risks during construction of deep braced excavations (After Clough and O'Rourke, 1990)

المخاطر التي تؤثر على الجدار الحاجز DW نتيجة تسرب المياه او حركة التربة وبالتالي نعود لنقطة البداية اذا لم يكن هناك امكانية لنزع المياه!!

فكيف يمكن تنفيذ هذا المشروع ؟؟

والى اللقاء في مشاركة اخرى باذن الله استكمل فيها كيف تم حل هذه المشكلة ؟؟

اعود واستكمل معكم المشاركة الاخير في موضوع تنفيذ مبنى كراجات تحت منسوب الارض بحدود -13 متر محاطة بابنية وخدمات والتربة من النوع الطيني ومنسوب المياه الجوفية -2 متر من منسوب الارض.

"وقد يقول قائل ان ذلك سهل من خلال عمل ابار نزع Well ؟؟؟

ولكن عملية نزع المياه Dewatering ستشكل خطورة كبيرة على المنشآت المجاورة بسبب تغير منسوب المياه اسفل الاساسات وبالتالي حدوث هبوط لها !! وهنا يقع المنفذون في مشكلة كبيرة حيث ان الهبوط تحت المئذنة قد يؤدي الى ميلها وانهيارها ، وكذلك الهبوط في المترو او محطة المترو سيؤثر على سكك المترو Rails او في ابنية المحطة للمترو. وبالتالي نعود لنقطة البداية اذا لم يكن هناك امكانية لنزع المياه!!

فكيف يمكن تنفيذ هذا المشروع ؟؟

نعم يمكن تنفيذ هذا المشروع من خلال اتباع الخطوات التالية

**قبل البدء بأعمال الحفريات تم القيام بما يلي :-**

1- لحل مشكلة انهيار التربة تم تنفيذ جدار حاجز (Diaphragm Wall) كما تم الشرح سابقا عن كيفية تنفيذ هذا الجدار بعرض 8 متر وعمق 27 واجراء عملية الحق Grout Plug للجدار لمنه المياه من التسرب من خلال الجدار او من الوصلات (بين مراحل الصب).

2- لحل مشكلة المياه الجوفية groundwater والتالي برأيي اهم مشكلة . تمت على مرحلتين

- منع تسرب المياه من الجوانب من خلال حقن الجدار الحاجز Grouting plug
  - منع تسرب المياه من الاسفل (على كامل مساحة الارض داخل حدود الجدار الحاجز (وذلك من خلال عمل ستارة تمنع تسرب المياه من الاسفل للاعلى . بحيث يكون سماكة التربة (وزن التربة) فوق هذه الستارة اكبر من قوة دفع الماء للاعلى المؤثر على الستارة.
- وبالتالي فاذا ما قمنا بنزح المياه من فوق الستارة فان المياه لن ستكون محدودة ولن يدخل مياه من الجوانب من خلال الجدار الحاجز او من الاسفل من خلال الستارة وبالتالي فان محتوى الماء تحت الابنية المحيطة لن يتأثر منسوبها ولن يحصل تحرك للتربة تحت الاساسات وكذلك نضمن عدم حدوث اي تحركات او هبوطات في المنشآت والخدمات المحيطة بالمشروع.

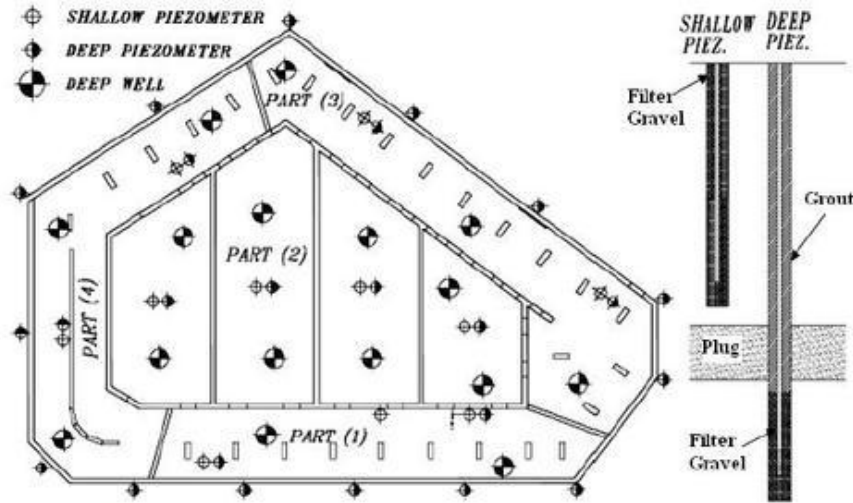
**كيف يمكن تنفيذ الستارة ؟**

للإجابة على هذا السؤال اليكم الطريقة التي تم فيها تنفيذ الستارة ومن ثم عمل نزح المياه Dewatering وعملية الحفر وطريقة التنفيذ للمبنى.

حيث تم الحقن للمنسوب المطلوب injecting jet-grout columns ولتحديد ارتفاع الستارة تم وضع كاشف piezometer اسفل المنسوب واعلى المنسوب المطلوب للستارة فعندما يصل الجروات للمنسوب الاعلى يظهر من خلال البيزومتر العلوي.

**!Error**

www.zealsoft.com

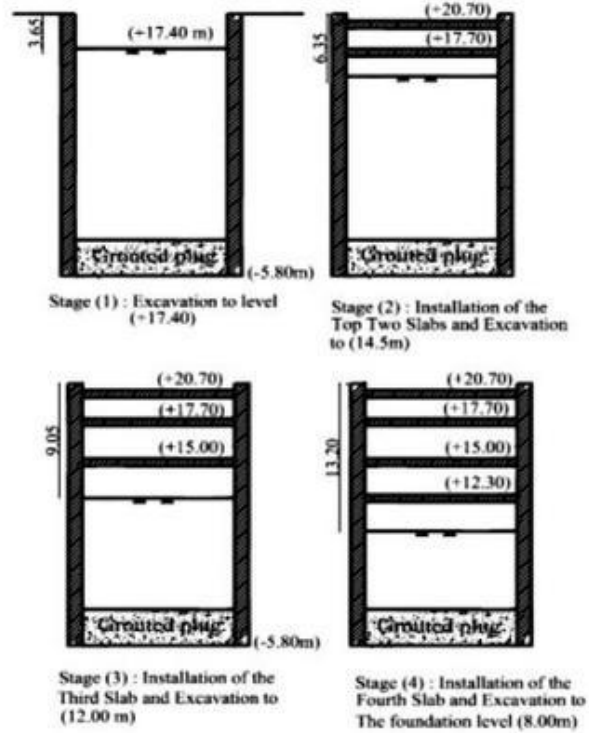
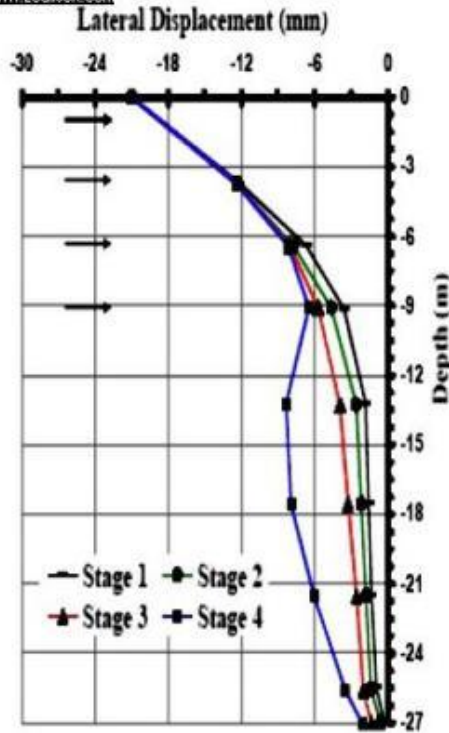


The implemented dewatering system and the locations of the piezometers to monitor the groundwater Table.

في المرفق الصورة رقم 11

حيث يلاحظ تركيب piezometers وهي كواشف لمعرفة منسوب المياه وهي موجودة على مستويين فوق الستارة وتحت الستارة وقد تم تركيب مثل هذه الكواشف في الابنية المحيطة ( يمكن الرجوع للصور السابقة 4-7 ) وذلك لمعرفة مدى تأثير منسوب المياه الجوفية عند نزح المياه من داخل ارض المشروع.

**!Error**



Predicted lateral displacement of the diaphragm wall while advancing the construction stages.

اما في الصورة 12 وكما تم ذكره سابقا فقد تم تركيب كواشف للحركة Sensors وحسب ما تم مراقبته اثناء التنفيذ فقد كانت الحركة في محطة السادات بحدود 2 مم اما حركة الجدار الحاجز فقد كانت بحدود 20 مم وهذه النتائج ضمن الحدود المسموح بها.

3. مراحل الحفر والتنفيذ

من خلال العرض في الصورة رقم 12 بعد تنفيذ الستارة Grouting Plug للتربة بدء بعملية الحفر نلاحظ مراحل الحفر والتنفيذ كانت على اربع مراحل والتنفيذ بهذه الطريقة يسمى التنفيذ من الاعلى للأسفل Top – Down وهي:-

- المرحلة الاولى : الحفر حتى منسوب 17.40 متر ( عمق 3.65 م)
- المرحلة الثانية : تنفيذ البلاطات عدد 2 على منسوب 20.75 م و 17.70 م ومن ثم الحفر حتى منسوب (14.5 م).
- المرحلة الثالثة : تنفيذ البلاطة الثالثة على منسوب 15.00 م والحفر حتى منسوب (12.00 م)
- المرحلة الرابعة : تنفيذ البلاطة الرابعة على منسوب 12.30 م والحفر حتى منسوب 8.00 (منسوب الاساس).

والهدف من هذا التنفيذ على هذه المراحل تأمين الدعم Bracing للجدار الحاجز DW كلما زاد عمق الحفر.

#### تركيب الكواشف Installations of Monitoring Systems

مواقع وانواع اجهزة المراقبة Monitoring Devices التي تم تركيبها لقياس التغيرات في الحركة الارضية Ground Movements ومنسوب المياه الجوفية Groundwater Table حول وفي منطقة المشروع كما تم توضيحها في الصور من 4-7 وهذه الاجهزة تتضمن انبوب قياس المنسوب Standpipe Piezometer لمراقبة منسوب المياه الجوفية في منطقة المشروع وحول ارض المشروع. وكذلك جهاز Inclinator لمراقبة الحركة الجانبية للتربة الملاصقة للجدار الحاجز DW وكذلك قياس حركة الجدار الحاجز ومحطة السادات.

ومراقبة الهبوطات على عمق Deep Settlement points لمراقبة الحركة العمودية للهبوطات في اعلى الجدار الحاجز ومحطة السادات.

ومراجع للمنسوب Elevation Reference Points = ERP لمراقبة الهبوط المداخل والادراج لمحطة السادات والمنذنة.

#### اداء وتحليل النتائج الموقعية Perform and analyze Large Scale Field Tests

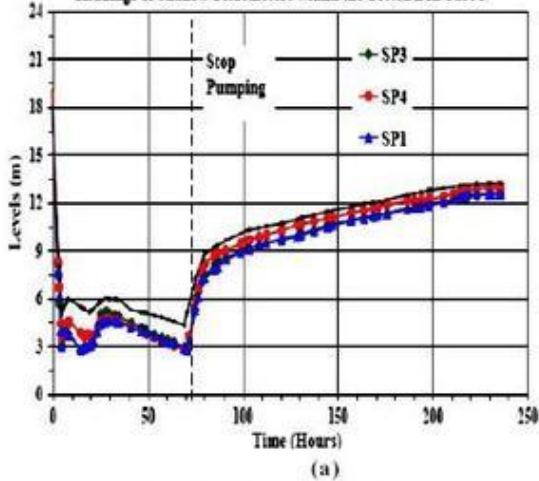
قبل البدء بالحفر تم اخذ القراءات لاجهزة المراقبة تم مراقبة هذه القراءات اثناء التنفيذ وقد كانت قراءات اجهزة المراقبة

حسب

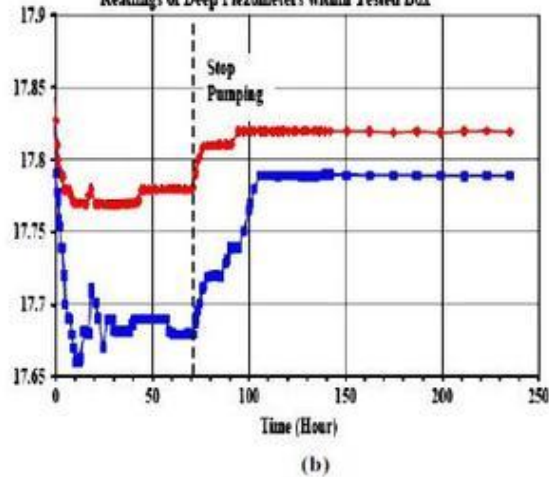
!Error



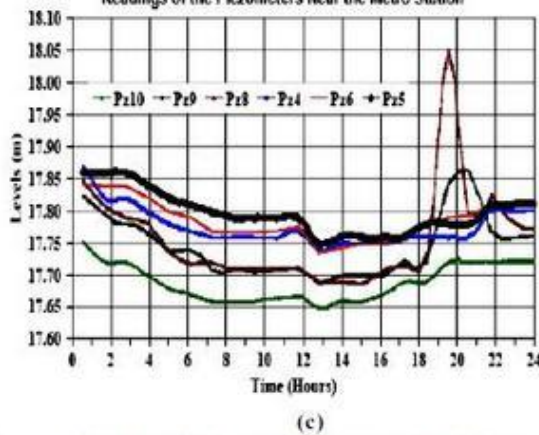
Readings of Shallow Piezometers within the Tested Box-Part 3



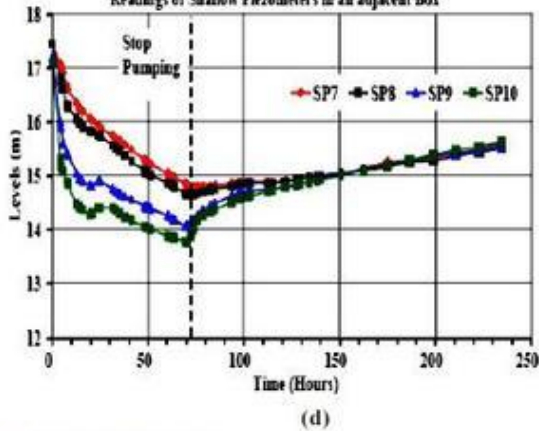
Readings of Deep Piezometers within Tested Box



Readings of the Piezometers Near the Metro Station



Readings of Shallow Piezometers in an adjacent Box



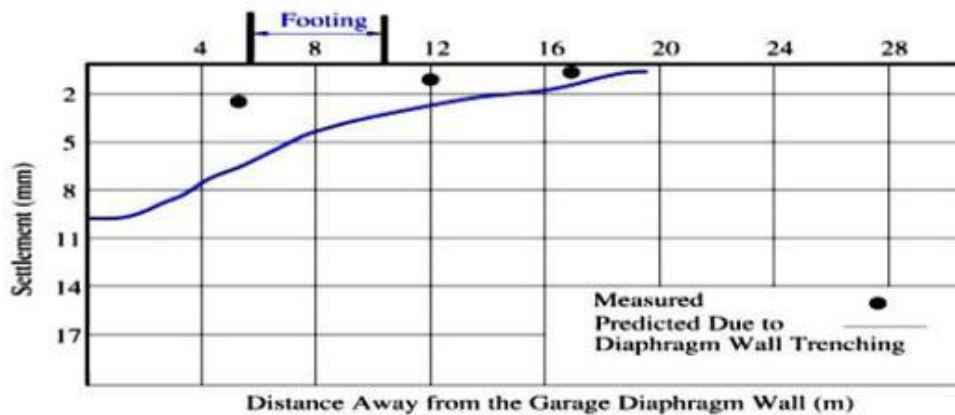
Results of the pumping test performed in one of the compartments

الصورة رقم 13.

### التحكم (السيطرة) على المخاطر Risk Control

التحكم بالمخاطر اثناء مراحل التنفيذ من خلال متابعة اجهزة المراقبة والتقارير المتغيرة ومن ثم مقارنة هذه النتائج مع المعايير القياسية التي وضعت اثناء التصميم. وما دامت النتائج ضمن هذه الحدود استمرت عملية التنفيذ واذا كانت النتائج اكبر من الحدود المسموح بها يتم اعادة التقييم Re-evaluation لاعادة القياسات.

!Error



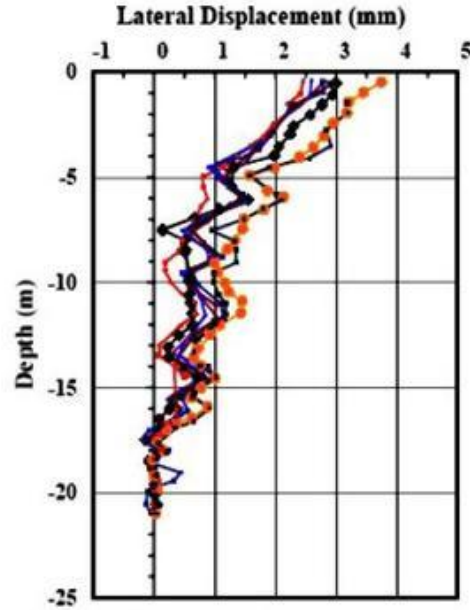
Predicted versus measured settlement values at the minaret due to diaphragm wall installation

وكمثال على ذلك الصورة رقم 14

حيث تم وضع الدراسة للحركة المتوقعة Predicted بها لاساس المئذنة (الخط الازرق) نتيجة تنفيذ الجدار الحاجز DW

والنقاط السواء الثلاث من نتائج المراقبة حيث يلاحظ انها ضمن اقل من المعايير المحددة.

www.zeallsoft.com



Measured lateral displacement during advancing the excavation for the diaphragm wall side facing Al-Sadat Metro Station

الصورة رقم 15

دراسة ونتائج الحركة الجانبية لمبنى محطة السادات نتيجة تنفيذ الجدار الحاجز DW

!Error

www.zeallsoft.com

Monitoring of Elevation Reference Points (ERPs) from 12/10/02 to 17/10/02

Points	Initial Reading	Date 12/10/02		Date 13/10/02		Date 14/10/02		Date 15/10/02		Date 16/10/02		Date 17/10/02	
		Elev.	Sett.	Elev.	Sett.	Elev.	Sett.	Elev.	Sett.	Elev.	Sett.	Elev.	Sett.
B1	22.910	22.910	0.000	22.910	0.000	22.910	0.000	22.910	0.000	22.910	0.000	22.910	0.000
B2	22.278	22.278	0.000	22.278	0.000	22.278	0.000	22.278	0.000	22.278	0.000	22.278	0.000
B3	20.838	20.838	0.000	20.838	0.000	20.838	0.000	20.838	0.000	20.838	0.000	20.838	0.000
B4	17.030	17.030	0.000	17.030	0.000	17.030	0.000	17.030	0.000	17.030	0.000	17.030	0.000
B5	19.3575	19.3575	0.000	19.358	0.000	19.3575	0.000	19.358	0.000	19.358	0.000	19.358	0.000
B6	20.051	20.051	0.000	20.051	0.000	20.051	0.000	20.051	0.000	20.051	0.000	20.051	0.000
B7	8.615	8.615	0.000	8.615	0.000	8.615	0.000	8.615	0.000	8.615	0.000	8.615	0.000
B8	10.607	10.607	0.000	10.607	0.000	10.607	0.000	10.607	0.000	10.607	0.000	10.607	0.000

Monitoring of Deep Settlement Points from 1/12/02 to 6/12/2002

Points	Initial Reading	Date 01/12/02		Date 02/12/02		Date 03/12/02		Date 04/12/02		Date 05/12/02		Date 06/12/02	
		Elev.	Sett.	Elev.	Sett.	Elev.	Sett.	Elev.	Sett.	Elev.	Sett.	Elev.	Sett.
S1	23.1830	23.183	0.000	23.183	0.000	23.183	0.000	23.183	0.000	23.183	0.000	23.183	0.000
S2	22.6270	22.627	0.000	22.627	0.000	22.627	0.000	22.627	0.000	22.627	0.000	22.627	0.000
S3	22.2560	22.256	0.000	22.256	0.000	22.256	0.000	22.256	0.000	22.256	0.000	22.256	0.000

Readings of the Elevation Reference Points and the deep settlement points indicating zero movement during excavation

الصورة رقم 16

القراءات المرجعية REP قبل البدء بالتنفيذ واثناء التنفيذ.

#### Contingency Plans of Action

بشكل موازي لتوقع المخاطر والسيطره عليها تم عمل مخطط للافعال الاحتياطية التي يمكن اجراؤها في حال حدوث اي خطر لم يكن متوقعا.

فالخطر الرئيسي والمشكلة الكبيرة تظهر وتزداد كلما زاد عمق الحفر امام الجدار الحاجز DW المدعم وذلك بسبب زيادة الضغط الجاني الناتج من التربة والمياه الجوفية مما يولد حركة جانبية كبيرة Lateral Movement وقد تمت تحديد المخاطر والاجراءات التي

!Error

Table 1: Contingency Plans of Actions Implemented in the Project

Risk Source	Contingency Plan of Action
Excessive lateral movement of the wall and ground settlement	Increase the number of lateral supports
Instability of the grout plug	Refill the excavation pit with water up to the level that adequately re-stabilize the situation, or perform heavy dewatering to lower the water table as needed.
Insufficient drawdown to the water below excavation level	Increase the number of wells
Lateral leaking from the side-support system	Inject grout columns behind the leaking location.

ستخذ في الجدول رقم 1

### الخلاصة : Conclusions

- Sources of risk concurrent with deep braced excavations are not only limited to the stability of the excavation pit, but also extended to the safety and stability of the surrounding structures.
- Structural surveys and setting serviceability criteria of the surrounding structures are necessary to identify risk sources
- Proper evaluation of ground settlement using suitable numerical models is necessary to identify risk sources.
- Risk control during construction is mainly performed by periodical review to the monitoring reports of the different monitoring devices and comparing the measurements with the predicted safe limits.
- Performances of local large-scale field tests such as pumping tests are necessary to limit and control risk during construction.

وفي النهاية اشكر الجميع على حسن المتابعة.

## اطرح المشكلة التالية

almosawi76

عضو

المشكلة التي اود ان اطرحها تتلخص بالتالي

- 1- لدينا سقف حدث فيها هطول بمقدار من 3 الى 10 سم
  - 2- الفضاءات هي 7\*2م
  - 3- سمك الصب 20 سم
  - 4- المقاومة التصميمية بعمر 28 يوم هي 25 ميكا
  - 5- المقاومة الفعلية التي ظهرت للمكعبات هي 21.7 لعمر 28 يوم
  - 6- بعد اجراء فحوص الالتراسونيك تبين ان المقاومة من 15-17.5 ميكا
  - 7- كل غرفه هي بنفس الابعاد محاطة بجسور من كل ضلعين متقابلين 60سم و30سم
  - 8- توجد بعض الاماكن تعاني من نزوح في السقف
- راجيا مساعدتكم وابداء ارنكم حول المعالجة علما انني املك رأيي الخاص بي لكنني استعين بخبراتكم والتي هي ان شاء الله مثمنه مسبقا

رزق حجاوي

إستشاري الهندسة المدنية

اشكر لك ثقتك بالمنتدى وعلى هذا السؤال وهو من الاخطاء الشائعة في التنفيذ ، بخصوص سؤالك اطلب منك بعض المعلومات

- 1- اذا امكن رسم سكتش ( مخطط للمبنى Plan ) وتحدد عليها مقدار الهبوط في كل غرفة.
- 2- هل مكان الهبوط الاعظمي Deflection في الوسط وهل هذا الهبوط يتغير مع التحميل ام هو ثابت تحت الاحمال ؟.
- 3- البوط متى حدث هل بعد الصب مباشرة ام بعد التحميل ومتى تم فك الشدة
- 4- سبب الهبوط هل هو بسبب خطأ في تنفيذ الشدة = الطوبار formwork = ( لانه كثيرا ما يكون السبب هو الخطأ في

تنفيذ الشدة ولا يكون السبب بسبب الاحمال).

5- مخطط التسليح البلاطات.

6- هل يوجد تشققات في البلاطات cracks وخصوصا في الوسط.

7- ما هي الاستخدام للطابق فوق هذه البلاطات.

8- هل تم اعادة التصميم بناء على قوة الخرسانة الحالية ( حسب التجارب التي تمت 15-17.5 ميغالكم).

9- ما هو نوع البلاطة ( بلاطة مصمتة solid slab او فطرية=فلات flat slab ام ماذا  
فكما هو معلوم فان سماكة البلاطة في الاتجاهين tow way direction يساوي L/35 TO L/27 وبالتالي تكون  
سماكة البلاطة  $26=27/700$  الى  $20=35/700$  وبالتالي فان تصميم البلاطة لديك هي ضمن الحدود  
المسموحة بها.

لذلك من المستغرب ان يكون الهبوط لديك 3-10 سم؟؟ بسبب قوة الخرسانة او سماكة البلاطة لذلك سالتك عن حديد  
التسليح وعن سبب الهبوط.

لذلك من المتوقع ان يكون السبب خطأ في التنفيذ للشدة وهذا النوع من الاخطاء يكون امن من الناحية الانشائية ولكن به  
عيوب من حيث المنظر.

انتظر منك الرد على الاسئلة السابقة

## almosawi76

عضو

1- الهبوط كما في المخطط فعلا دائما في المنتصف

2- حسب اعتقادي ان الهبوط حصل نتيجة لفتح القالب

3- تسليح البلاطات هو قطر 12 ملم كل 200 ملم للشبكة السفلية اما حديد الانضغاط والتمدد فهو ايضا 12 ملم كل

200 ملم وطريقة الحديد هي القطع وليس التني

4- توجد تشققات من السقف الداخلي في وسط البلاطة وهي غير واضحة كونها شعرية ام لا

5- يوجد نصوح في بعض السقوف حيث ان البناية تحت الانشاء لكن فترة التنفيذ قد تأخرت ويحدث النصوح في حال  
تراكم مياه الامطار

6- نفس القاطع اقصد ال section موجود في الطابق الاول الذي فوقه مصمم كصفوف للطلاب

7- البلاطة لا يخرقها أي جسر اقصد beam لكن عند جميع اطراف البلاطة أي اضلاعها يوجد beam بنفس سمك  
الجدار وبارتفاع 60 او 30 م حسب وجود او عدم وجود فتحات في الضلع الذي تحته

استاذي انا لا اريد ان اوحى لك بان اقول انا اعتقد ان المشكلة في القالب frame كون خبرتك ماشاء الله لا تحتاج الى  
ايحاء

لكنني اتوقع ان هطول حدث في القالب نتيجة لانسياب ماء الخرسانة مما ادى الى هبوط الارضية الترابية تحت القالب  
وحدث ما حدث

ولكم فائق التقدير وارجو ان لا اراهكم معي فهذه مشاكل التنفيذ في العراق بسبب رداءة وملوكة وعدم كفاءة الكوادر  
الجديدة حيث اغلب المقاولين ليس لهم في ميدان الخبرة الا الاسم على العكس من مهندسي العراق الذين يفيضون خبرة

## رزق حجاوي

استشاري الهندسة المدنية

بناءا على المرفقات التي قمت بارسالها فمن المؤكد ان السبب في الهبوط هو بسبب والتي ارستها اثناء ردي

- خطأ في تنفيذ الشدة قبل الصب ( حيث لا يمكن ان يحدث هبوط بجانب الجسور والاعمدة). والذي فهمته من ان  
القياسات للهبوط بوحدة CM

- هبوط في الدعم اثناء وقبل الصب بسبب رش الماء على الشدة وبالتالي وصولها للردميات للأسفل وبالتالي حدوث هبط في  
الردم نتيجة حمل البلاطة من وزن الخرسانة

- اذا كانت قراءتي للنتائج فهي اقل من CM 2 وبالتالي لا يوجد اي خطورة (ولا اعرف من اين ذكرت ان الهبوط من 3-  
10 سم)

**فاذا كانت كلها اقل من 2 سم فلا داعي للخوف او اجراء اختبار التحميل**

**2- المشكلة كما فهمتها وتوقعتها هي بسبب الشدة والمطلوب الان ما يلي**

1-يجب ان تتأكد ان السبب الشدة والفك قبل الموعد او خطأ في تنفيذ الشدة اصلا يمكن ان تدقق ذلك من خلال منسوب  
اعلى البلاطة فمنسوب البلاطة من الاعلى ( هذا يعطي فكرة ليس اكثر) حيث يتم اخذ المناسيب ابتداء من الجسر حتى نهاية  
البلاطة ورسم هذه المناسيب حيث يكون مطابق للهبوط اسفل البلاطة اذا كان بسبب فك الشدة قبل موعدها اما لم هناك  
فرق في المناسيب لاعلى البلاطة فهذا يعني ان الخطأ كان في الشدة نفسها قبل الصب او حدث هبوط في الدعم اثناء  
الصب ( وهذا غالبا ما يكون عندما يكون الدعم مستند على ردميات) وتعليك مقبول بشكل كبير جدا.

2- يجب على المصمم التأكد من الحسابات الانشائية للبلاطة حسب قوة الكسر التي تمت للبلاطات ومن حديد التسليح الذي  
تم تركيبه من حيث العدد والتوزيع وقوة الشد للحديد ( حسب النوع الذي استخدم) فاذا كانت النتائج التدقيق تعطي انها امنه



### نقوم بعدها بالخطوة رقم 3

3- للتأكد بشكل نهائي وعدم الخوف من حدوث اي شيء لا سمح الله مستقبلا فيتم اجراء التحميل للبلاطات حسب الحمولة التصميمية وتتم كما يلي:

- 1- يجب ان يكون عمر الخرسانة للبلاطات لا يقل عن 56 يوما.
- 2- يجري اختبار التحميل من قبل جهة معتمدة ولها خبرة في هذا المجال.
- 3- يجب تحميل البلاطات والكمرات باحمال مكافية (احمال ميتة = التشطيبات والقواطع + حمل حي) مع ابقاء الاحمال حتى نهاية الاختبار ولمدة 48 ساعه (الاحمال يمك ان تكون اكياس اسمنت او اكياس تعبأ بالرمل ومعروفة الوزن).

### طريقة الاختبار للتحميل LOAD TEST

1- تحمل البلاطات بحمل مقدارة

$$0.85 * (TOTAL DEAD LOAD * 1.4 + LIVE LOAD * 1.6) - EXCUTED DEAD LOAD$$

حيث EXCUTED DEAD LOAD = وزن البلاطة

- 2- توضع اجهزة قياس الهبوط = الترخيم DEFLECTION اسفل البلاطات والكمرات = الجيزان BEAMS وتثبت على هياكل معدنية صلبه بشكل يضمن ثبات اجهزة القياس وتؤخذ قراءات اولية قبل المباشرة بالتحميل.
- 3- يجري تطبيق الاحمال بشكل تدريجي ومنتظم بدون احداث اي اهتزازات وعلى دفعات متساوية لا تقل عن 4 دفعات متساوية تقريبا ويتم اخذ القراءات للهبوط مع كل دفعة تحميل.
- 4- تترك الاحمال النهائية في موضعها لمدة 24 ساعه ثم تؤخذ قراءات الهبوط ويكون اقصى هبوط هو الفرق بين القراءة النهائية والقراءة الاولى قبل التحميل.
- 5- ترفع الاحمال على دفعات ( نفس طريقة التحميل) وتؤخذ القراءات للهبوط مع كل عملية رفع للتحميل.
- 6- ترفع الاحمال بشكل نهائي وتترك البلاطة لمدة 24 ساعه وثم تؤخذ قراءة الهبوط وتحدد قيمة الاسترجاع SELF RECOVERY DEFLECTION الذاتي بانها الفرق بين هذه القراءة والقراءة ما قبل رفع الاحمال.

### تقييم نتائج الاختبار EVALUATE OF TESTING RESULTS

- 1- تعتبر البلاطات SLABS او الكمرات BEAMS قد فشلت failure اذا ظهرت تشققات عريضة او علامات فشل torsion او لم تحقق الشرط الثاني
- 2- تعتبر البلاطات او الكمرات قد نجحت في الاختبار اذا كان الهبوط الاعظمي للتحميل اقل من  $Deflection = 50 L^3 / h^3$  حيث ان  $L$  = بحر البلاطة Span او الكمرة ( البعد المحوري بين مراكز الدعم supporting او فاضي البحر مضافا اليه سماكة البلاطة ) ايهما اصغر.
- $h$  = ارتفاع البلاطة او الكمرة بالمليمتر mm
- 3- في حالة زيادة الهبوط الاعظمي عما هو وارد في المعادلة السابقة فيجب الا يقل الاسترجاع الذاتي self recovery عن 75 % من الهبوط الاعظمي.

almosawi76

عضو

استاذي الفاضل في القراءات على السقف تبين بصورة واضحة ان الهبوط من 3-10 سم اما سؤالي هو لنقل ان السقف هو بمستوى 15-17 ميكا فهل يجوز ان نقوم بزراعة جسور من حديد الجمل الساقية بحيث يقسم السقف الى 3 اثلث او نصفين وذلك يكون الاسناد اكثر والفضاءات اقل ومن ثم نقوم بتغليفه بمادة الهيرب وانتهاءه بالبياض معماريا

رزق حجاوي

استشاري الهندسة المدنية

من حيث المبدأ يمكن عمل ذلك ولكن يجب التأكد من الجسور في هذه الحالة تحمل نيجية لتغيير التحميل للجسور beams من موعة بانتظام distributed load الى حمل مركز concentrated load وكذلك تعديل تصميم البلاطة من بلاطة باتجاهين tow way solid slab الى بلاطة باتجاه واحد one way slab اما اذا اردت رأيي الشخصي لحل هذه المشكلة هي التأكد من الحسابات الانشائية واجراء التحميل اما لاختفاء عيوب السقف فيكون عند طريق وضع سقف مستعار لاختفاء التشوة في البلاطة حيث انه سيكون سيئ من ناحية معمارية اما من الناحية الانشائية فلا يوجد اي مشكلة.

استشاري البناء

عضو فعال جدا

شكرا للزميل الموسوي و الاستاذ رزق المحترم.....لقد حدث نفس الموضوع لي شخصيا في احد المشاريع التي كنت انفذها وكان الهطول من الاسفل فقط حيث وصلت الى نتيجة مؤداها ان الخلل كان بسبب الردم التراي الغير محمول جيدا ولكن المهم في الموضوع اني اقترحت على المهندس المشرف الفحص الذي تفضل به الاستاذ رزق تماما ورفض اجراءه لسببين في حينة

- 1- لا يمكن ان ننتظر 56 يوم
- 2- اجور هذا الفحص في العراق تفوق كلفة هدم و اعادة صب السقف

### هادي المهندس

عضو متميز

- بالنسيه لمشكله الاخ الموسوي لهطول السقف بعد الاطلاع انا متأكد بان المشكله في الشده لاني عراقي وعملت في العراق فتره طويله وكانت اغلب المشاكل بعدم اسناد الشده من الاسفل اي قوه ردم التربه.....
- اما بالنسيه لسؤالك عن الخلطات المركزيه قبل البدء باختيار البيلانت نذهب الى موقعهم ونرى الاتي:
- 1- نظافه الموقع
  - 2- المكانن
  - 3-السيطره النوعيه للمواد
  - 4- الاجهزه المستخدمه في الفحوصات وتوافقها مع الكود القياسي ( اجهزه السيطره على الكميات واجهزه الفحوصات الكيمياءيه للاسمنت والرمل والركام والمواد الاضافيه).
  - 5- على الاقل الاطلاع على طريقه الخلط وعمل الفحوصات المطلوبه درجه الحراره السلاطب المكعبات.
  - 6- التأكد من اجهزه التدرج للركام.
  - 7- نوعيه المواد المستخدمه
  - 8- نقطه مهمه سرعه التوريد
  - 9- التأكد من نزاهه الموقع في الكميه التي يتم توريدها.
  - 10- السعر.

## اطرح المشكله التاليه

### رزق حجاوي

استشاري الهندسة المدنية

#### كيفية اختيار مورد الخرسانة Ready Mix وقبول الخرسانة في الموقع؟

قبل ان ابدأ في الكتابة في هذا اطرح هذا التساؤل Supplier of Ready Mix Concrete ما هي الاسس التي على اساسها يتم الاعتماد ؟.

وبعد الاعتماد لمورد الخرسانة ، كيف نقبل او نرفض الخرسانة المورد ؟ وما هي الاجراءات اللازم اتباعها لقبول او رفض الخرسانه ؟.

وبانتظار الاجابة على هذين السؤالين ومن ثم اضع تصوري للاجابة.

### إسلام علي

عضو متميز

إجابتي المتواضعة هي :

- 1- يتم الإعتماد على أساس المواصفات الفنية و مواصفات الجودة المتبعة لدى محطة الخلط في إعتماد مواد الخلط من الركام ومحاجر الركام المختلف وكذلك تدرجه وعناية المحطة بهذه النقاط وأيضاً والإسمنت ونوعه ومصدره والإضافات ومياه الخلط ونسبتها،،،وكذلك المواصفات المتبعة في عملية الخلط نفسها وهل هي فنية ومنضبطة أم تجارية سريعة وبطريقة غير واعية وكذلك المعدات المستخدمة في المحطة والعمالة وعلى وحصول المحطة على شهادات معتمدة من عدمة مثل الأيزو
- وهذا كله يتلخص في سمعتها الفنية بين أوساط المهندسين الواعين
- 2- نقبل أو نرفض الخرسانة حسب مطابقة الخرسانة الموردة للموقع مع الخرسانة المطلوبة من حيث أولاً المقاومة المميزة Concrete grade وكذلك الإضافات المطلوبة ونسبتها وتوافقها ( إن وجد)
- ومن ثم يتم عمل إختبارات موقعية مبدئية أهمها إختبار التهدل أو الهبوط بالمخروط القياسي وبعد ذلك يجب عمل إختبارات المكعبات بعد 7 أيام بمعاملات التصحيح أو بعد 28 يوم والتأكد من المقاومة الحقيقية

### استشاري البناء

عضو فعال جداً

بالاضافة لخبرة المهندس العملية في الموقع نعتمد على slump test ويجب ان تكون النتائج مطابقة للمواصفات العالمية اعتمادا على نوع المقطع الخرساني المنوي صبة و درجة الحرارة اثناء الصب.....كذلك نتائج فحص المكعبات في 7 ايام و 28 يوم اضافة الى تدقيق ورقة مورد الخرسانة و التي يجب ان تحوي كل المعلومات التي مثبتة من قبل المصمم مثل نسب و نوعية المواد الداخلة في الخلطة الخرسانية ووقت الخلط.....الخ

## رزق حجاوي

استشاري الهندسة المدنية

اقتباس:

مداخلة استشاري البناء  
بالإضافة لخبرة المهندس العملية في الموقع نعتمد على slump test ويجب ان تكون النتائج مطابقة للمواصفات العالمية  
اعتمادا على نوع المقطع الخرساني المنوي صبة و درجة الحرارة اثناء الصب.....كذلك نتائج فحص المكعبات في 7  
ايام و 28 يوم اضافة الى تدقيق ورقة مورد الخرسانة و التي يجب ان تحوي كل المعلومات التي مثبتة من قبل المصمم  
مثل نسب و نوعية المواد الداخلة في الخلطة الخرسانية ووقت الخلط.....الخ

اشكر لك مشاركتك وردك على هذا الموضوع  
ولكن كما تعلم فمن الالهمية قبل الوصول لمرحلة اخذ العينات في الموقع من الخرسانة الموردة يجب ان يكون لدينا الدليل  
على ان مورد الخرسانة سيقوم بتزويد الموقع بخرسانة ناجحة وحسب المواصفات وكما تعلم فالذي يحدث في المواقع انه  
بعد توريد الخرسانة واخذ العينات نكتشف بعد 28 يوم ان الخرسانة لا تحقق الشروط التعاقدية وهنا تبدأ المشاكل.

اقتباس:

مداخلة المهندس بشر :  
1- يتم الإعتماد على أساس المواصفات الفنية و مواصفات الجودة المتبعة لدى محطة الخلط في إعتماد مواد الخلط من  
الركام ومحاجر الركام المختلف وكذلك تدرجه وعناية المحطة بهذه النقاط وأيضاً والإسمنت ونوعه ومصدره والإضافات  
ومياه الخلط ونسبتها،،،وكذلك المواصفات المتبعة في عملية الخلط نفسها وهل هي فنية ومنضبطة أم تجارية سريعة  
وبطريقة غير واعية وكذلك المعدات المستخدمة في المحطة والعمالة وعلى وحصول المحطة على شهادات معتمدة من  
عدمة مثل الأيزو  
وهذا كله يتلخص في سمعتها الفنية بين أوساط المهندسين الواعين  
2- نقبل أو نرفض الخرسانة حسب مطابقة الخرسانة الموردة للموقع مع الخرسانة المطلوبة من حيث أولاً المقاومة  
المميزة Concrete grade وكذلك الإضافات المطلوبة ونسبتها وتوافقها ( إن وجد)  
ومن ثم يتم عمل اختبارات موقعية مبدئية أهمها اختبار التهدل أو الهبوط بالمخروط القياسي وبعد ذلك يجب عمل  
اختبارات المكعبات بعد 7 أيام بمعاملات التصحيح أو بعد 28 يوم والتأكد من المقاومة الحقيقية

بخصوص مداخلتك فلي تعليق علي الجزء الاول منها وهي اعتماد مورد على الخرسانة Read Mix Concrete  
فالذي ذكرته على اساس المواصفات والجودة المتبعة في مصنع الخرسانة اتفق معك تماما في هذا ولكن كيف يمكن  
التحقق من الجودة ؟. ولكن " وهذا كله يتلخص في سمعتها الفنية بين أوساط المهندسين الواعين " ولكن وكما تعلم لا  
يستطيع اي استشاري ان يضع في سبب رفضه السمعة الفنية لمورد الخرسانة وخصوصا ان المقاول يضغط باتجاه  
اعتمادة بسبب قلة السعر اولا والذي يهيمه في نهاية الامر ؟. لذلك لا بد من وجود طريقة هندسية يتم على اساسها الرفض  
وعدم اعتماد مورد الخرسانة او قبوله.  
اما بخصوص الخرسانة الموردة للموقع والتدقيق على نوعيتها واجراء الفحوصات عليها فاتفق معك ايضا بشكل عام.  
وبانتظار المزيد من المشاركات التي تثري الموضوع وتوضح الطريقة الهندسية للقبول او الرفض للخرسانة.

almosawi76

عضو

اخوان السلام عليكم  
هل من الممكن ان تضعوا لنا امثل الطرق لمعالجة الفتحة التي يتركها فحص core test في السقف

## رزق حجاوي

استشاري الهندسة المدنية

نشكر لك مشاركتك وثقتك بالمنتدى وبخصوص سؤالك عن طريقة معالجة اماكن اخذت العينات الخرسانية Core Test  
في الاسقف او الجدران .

1. تتم معالجة اماكن اخذ العينات: تخشين السطح الداخلي لمكان اخذ العينه .
2. اذا كان مكان اخذ العينه فمتوح من الجهتين يتم اغلاق جهة منها .
3. صب خرسانة غير قابله للانكماش Nun Shrinkage Grout وهي متوفرة لدى الشركات المتخصصة في  
الإضافات الخرسانية ومن هذه الشركات ( سيكا ، فوسروك ، كورمكس ، ..... )

ولمزيد من المعلومات عن الجراوت Grout

[http://www.fosroc.com/Products/Repair\\_and\\_Remediation/Grouts.aspx](http://www.fosroc.com/Products/Repair_and_Remediation/Grouts.aspx)

## رزق حجاوي

استشاري الهندسة المدنية

### كيفية اختيار مورد الخرسانة Ready Mix وقبول الخرسانة في الموقع؟

قبل ان ابدا في الكتابة في هذا اطرح هذا التساؤل Supplier of Ready Mix Concrete ما هي الاسس التي على اساسها يتم الاعتماد؟.

وبعد الاعتماد لمورد الخرسانة ، كيف نقبل او نرفض الخرسانة المورد ؟ وما هي الاجراءات اللازم اتباعها لقبول او رفض الخرسانة ؟.

وبانتظار الاجابة على هذين السؤالين ومن ثم اضع تصوري للاجابة ؟

قبل ان ألرد على شرح الجواب لهذا التساؤل سيدأ في هذه المشاركة هذه اليلة بالتمهيد في الرد وهو شرح المواصفات البريطانية بهذا الخصوص.

فموضوع ضبط الجودة للخرسانة في المواقع من الامور التي تقلق كل من الاستشاري والمقاول والسبب في ذلك يعود للاسلاف للجهل لدى الكثير من المهندسين.

فالمتعارف لدى المهندسين في المواقع ان تقييم نتائج الكسر للمكعبات يعتمد على النتيجة لهذه المكعبات دون ربطها بالنتائج السابقة فاذا تم كسر 3 عينات مكعبات او اسطوانات على عمر 28 يوم لخرسانة Grade 30 اي ان قوة الكسر 30 نيوتن لكل ملم<sup>2</sup> ) نقول انه اذا كانت نتائج الكسر اكبر من 30 فهي مقبولة ويسمح لنتيجة واحدة ان تكون اقل من 30 بشرط الا تقل عن 85% من القوة المطلوبة ( اي 25.5 نيوتن لكل ملم<sup>2</sup> ) واذا لم تحقق هذا الشرطين فتعتبر المكعبات راسبة وبالتالي مرفوضة ، ولا يكون هناك ربط مع النتائج السابقة وكذلك فان اعتماد ان النتيجة والتصميم يكون على اساس 30 نيوتن لكل ملم<sup>2</sup> فيه مخاطرة كبيرة حيث نكون تحت وطأة ان المكعب لديه احتمالية كبيرة في الرسوب.

وهناك في المشاريع الخاصة مثل السدود من المشكلة من الخرسانة المدحولة Roller Compacted Concrete ونتيجة لاضافة مادة البوزلان تكون نتيجة الفحص التعاقدية على عمر 90 اي ان ننتظر المكعبات مدة 90 يوم فلك ان تتخيل ان تكون النتيجة بعد 90 يوم مع العلم بان كمية الصب اليومية كانت بحدود (500 الى 1400 متر مكعب يوميا) حيث يكون ذلك على طبقات.

ولنفرض ان قمنا بالصب اليوم واخذنا مكعبات فهل يعقل بعد 90 ان نقرر ان نتيجة الكسر بعد 90 ستكون ناجحة او راسبة؟؟!! متخيل انها رسبت بجميع مكعباتها فهل نزيل كل الخرسانة التي صببت هذا اليوم وجميع من صب بعد هذا اليوم ؟.

انا متأكد ان الجميع سيقول لا يمكن ذلك

لذلك لضبط هذا العمل قدمت المواصفات البريطانية ما يسمى Current Margin اي الاحتياط المباشر وهو اننا عند تصميم الخلطة الخرسانة نضيف قيمة احتياطية وهذه القيمة تعتمد على السجل لنتائج الصب لنفس الخرسانة حيث يتم تقييم هذه النتائج ومن ثم اخذ قيمة احتياطية اي زيادة عن المطلوب وهو يعتمد على Standard Deviation لهذه النتائج.

#### Current Margin

The Current margin for a concrete mix shall be determined by the Contractor and shall be taken as the lesser of :-

#### الاحتياط المباشر يجب الا يقل عن القيم التالية Current Margin

SD \* 1.64

الانحراف المعياري لمئة 100 نتيجة خلط منفصلة في نفس الظروف المشابه للخلطة المطلوبه من حيث قوة الكسر والمواد الداخلة في الخلطة الخرسانية خلال مدة لا تزيد عن 12 شهر ولا تقل عن سدس قوة الخرسانة المميزة المطلوبه للخرسانة ذات درجة 15 او 3.75 نيوتن لكل ملم<sup>2</sup> للخرسانة درجة 20 او اكثر

a) 1.64 times of the standard deviation of cubes tests on at least 100 separate batches of concrete of nominally similar proportions of similar materials and produced over a period not exceeding 12 months by the same plant under similar supervision but not less than one sixth of the characteristic strength for concrete up to Grade 15 or 3.75 N/mm<sup>2</sup> for concrete Grade 20 or above.

SD \* 1.64

الانحراف المعياري اربعون 40 نتيجة خلط منفصلة في نفس الظروف المشابه للخلطة المطلوبه من حيث قوة الكسر والمواد الداخلة في الخلطة الخرسانية خلال مدة لا تقل عن 5 ايام ولا تزيد عن ستة 6 شهور ولا تقل عن ثلث قوة الخرسانة المميزة المطلوبه للخرسانة ذات درجة 15 او 7.5 نيوتن لكل ملم<sup>2</sup> للخرسانة درجة 20 او أكثر

b) 1.64 times of the standard deviation of cubes tests on at least 40 separate batches of concrete of nominally similar proportions of similar materials and produced over a period exceeding 5 days but not exceeding 6 months by the same plant under similar supervision but not less than one third of the characteristic strength for concrete up to Grade 15 or 7.5 N/mm<sup>2</sup>



for concrete Grade 20 or above.

وفي حالة عدم وجود اي نتائج فحص فيم اضافة 15 نيوتن اي اذا كانت قوة الخرسانة المميزة المطلوبة 40 نيوتن لكل مم2 فعندها يجب تصميم الخرسانه على اساس ان القوة المطلوبة تكون اربعون 40 مضافا اليها 15 اي تكون خمسة وخمسون 55 نيوتن لكل مم2

Where there is insufficient data to satisfy items a) or b) above the margin for the initial mix design shall be taken as two thirds of the characteristic strength for concrete up to Grade 15 or 15.0 N/mm2 for concrete of Grade 20 or above. This margin shall be used as the "Current Margin" only until sufficient data is available to satisfy items a) or b) above .

وان شاء الله غدا اكمل الشرح لطريقة Current Margin من خلال عرض نتائج كسر لدينا سجل لها.

**رزق حجاوي**  
إستشاري الهندسة المدنية

بخصوص طلبك فهو موجود في الموقع وستجد اكثر من مستوى لبرنامج primavera

<http://www.arab-eng.org/vb/f13.html>

## اطرح المشكلة التالية

**رزق حجاوي**  
إستشاري الهندسة المدنية

- ورد سؤال من اح المهندسين حول طريقة تصميم الاساسات تحت خزان معدني بقطر 15 م وارتفاع 5 م قبل البدء بالاجابة على هذا السؤال اقدم بشكل مختصر الرد حيث كانت لي مرصه بالعمل في مشروع كان فيه خزان نفط قريب من هذه الابعاد.
- 1- يتم حفر الاساس لقاعدة الخزان وتكون عبارة عن جدار مستمر دائري Concrete Ringwall وسماكته بحدود 35 سم ومساح لوه قاعدة خرسانة مستمرة. Continuous Foundation
  - 2- يتم وضع طبقات من البسيس كورس ( Selected Material ) Base Course ويتم دحلها 95%
  - 3- الطبقة الاخيرة تكزن من الرمل المخلوط بالاسفلت =الزفت Asphalt
  - 4- عند تركيب الخزان المعدني يتم ربط بواسطة مرابط Anchors وكذلك تركيب حماية مهيضية Cathode Protection
  - 5- جدار مسلح حول الخزان ( يصمم كخزان ) بحيث يكون حجم التخزين داخل هذا الجدار لا يقل عن حجم الوقود داخل الخزان المعدني بحيث اذا حصل اي تسرب او انفجار لهذا الخزان تبقى مادة النفط دخل منطقة الجدار التخزيني ولا تنتقل للخارج.



- لاحظ الجدار الحامل للخزان والجدار المحيط بالخزانات
- 6- يتم تصميم القاعدة تحت الخزان بحيث تحمل وزن جدار الخزان (1 متر ) + الحمل الناتج من السقف للخزان + وزن النفط او السائل الواقع فوق جدد من الجدار ( تقريبا نصف عرض الجدار).
- وللمزيد من التفصيل اقدم لكم هذا الشرح:-

AWWA D100-96 "AWWA STANDARD FOR WELDED STEEL TANKS FOR WATER STORAGE" has a section on seismic design.

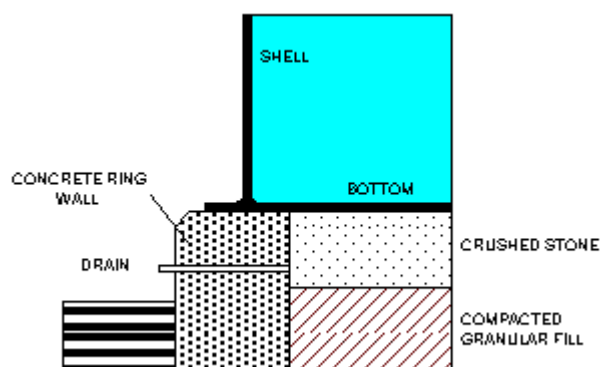
ASCE "Wind Loads and Anchor Bolt design for Petrochemical facilities" would be two

places to start. The 45' diameter will probably preclude overturning. Design the width of the ring wall/ring beam to have approximately the same pressure as the soil loading at the center of the tank. When you backfill the interior of the Ring-Wall with compact granular fill material, mound the fill for a 6" to 8" rise at the center of the tank. Long term settlement is greater at the center than at the perimeter.

Design the hoop stress of the Ringwall for the surcharge loading of the fuel filled tank.

#### Concrete Ring Wall Foundation

This type of foundation is generally suitable for tanks over 12 m (39') diameter. The edge of the tank sits on the concrete ring wall which carries the weight of the tank shell. The space inside the foundation and under the tank is filled with compacted granular fill that is topped with crushed stone graded to a maximum size of 19 mm (3/4"). Limestone is never used as the fill material. Drains should be provided in the ring wall so that any acid leaks will drain out and be detected



Storage yards up to 150ft diameter and none were ever on a concrete Ringwall. We sometimes used a crushed stone Ringwall for founding the tank rim.

The choice of a concrete ring wall or crushed stone ringwall or no ring wall under the tank edges is dependent on the site conditions and the tank under consideration.

But can have problems with lateral spread - which can result in damage to the floor of the tank. And the viability of a crushed stone pad diminishes as the height of the tank increases. The weight of the wall + that portion of the roof carried by the wall are considered to bear on an assumed annular ring portion of the floor plate. When that loading exceeds that of the allowable soil pressure, or when that loading exceeds that of the hydrostatic loading of the tank (height x liquid loading), a ring-wall is normally used to distribute, or equalize the load between the soil pressure due to the direct liquid loading and the soil pressure carried by the annular ring. This tends to reduce the differential settlement and allows for a more equal settlement of the tank. Sometimes, you will see a stiffener angle or plate at the base of the tank wall to distribute the wall loads.

A large majority of petroleum tanks where the diameter >> height have no footings, the overturning due to wind and or seismic is << that the dead load resisting moment and require no tie-downs.

There are two methods; one with a concrete ring beam and the other is simply a thick layer of crushed stone overtopped by a layer of bitumen sand mix.

Without a ring beam the crushed stone has to be extended wider than the tank in order to spread the load.

*An important consideration is to prevent contamination of the soil by the fuel in case of a leak and it is sometimes necessary to cast the tank farm area with a concrete slab to form an impervious layer with a high bund wall along the perimeter. Thus the ring wall beam solution fit neatly into this application.*

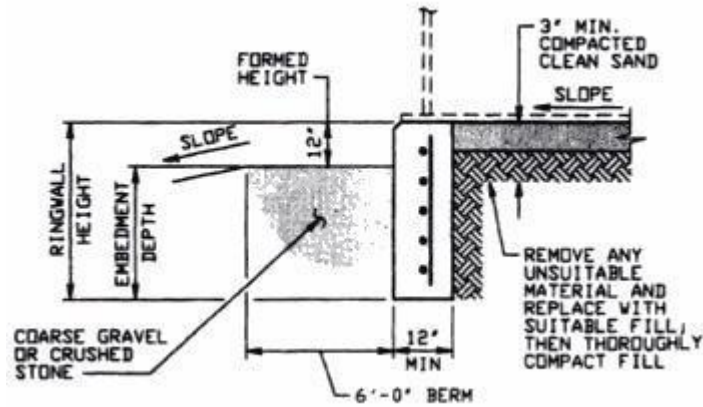
I have worked for design tank foundations such that the soil bearing below the tank bottom resting on fill + depth to bottom of ringwall x soil density equals the bearing pressure of the shell + concrete ringwall soil bearing value. The ring width centerline is offset radially to the tank wall as necessary to ensure that the soil bearing below is constant and not the result of

any eccentric load.

You Download Example of Tank Foundation

<http://www.slideruleera.net/TankFoundations.pdf>

Examples for Foundation Design under Circular Steel Tanks



Concrete Ringwall

وللمزيد من التفصيل في الحسابات الانشائية اليكم هذا البرنامج

[http://www.4shared.com/file/33382959/f90a1981/Concrete\\_Ring\\_Wall\\_Foundation.html?s=1](http://www.4shared.com/file/33382959/f90a1981/Concrete_Ring_Wall_Foundation.html?s=1)

## اطرح المشكلة التالية

**فاطمة المهاجرة**  
عضو متميز

السلام عليكم اعلم ان هذا الموضوع جد مهم لكنني ولضيق وقتي لا اقرء هنا ولكن اواجه مشكلة في الموقع فيما يخص صب الخرسانة وسط هذا الكم من التسليح ما عساني افعل هل باستطاعت احدكم ان يساعدني او يوجهني انا في حيرة من امري وشكرا مسبقا

!Error



## رزق حجاوي

استشاري الهندسة المدنية

في البداية ارحب بالاخت ماطمة المهاجر وعلى ثققتها بالمنتدى وطرحها مثل هذه المشكلة والتي للاسف تتكرر في معظم المشاريع حيث لا يتم اخذ تفاصيل الحديد والتركيب وطريقة الصب للخرسانة في مرحلة التصميم او مرحلة اعداد المخططات التنفيذية Shop drawings وانما يكتشف بعد تركيب الحديد وقبل البدء بالصب. لحل مشكلة كثافة حديد التسليح تم طرحها في وقت سابق وتم الرد عليها بالتفصيل وبالتحديد كيفية حل مشكلة كثافة حديد التسليح في مرحلة التصميم او ما قبل تنفيذ حديد التسليح بالموقع. ويمكن البحث عليه هنا في هذا الموضوع او في مواضيع اخرى حيث قمت بشرح ذلك.

وبما ان المشكلة قد حصلت فيكون الحل لهذه المشكلة من خلال:-

1- تحديد مكونات الخلطة الخرسانية ، يجب الا يزيد قطر الحصويات الخشنة = Coarse Aggregate الركام الخشن او الزلط الخشن عن 10 مم.

2- استخدام الخرسانة ذاتية الدمك Self Compacted concrete وفي مثل هذه يكون Flow of concrete slump test في هذه الخرسانة.

3- اذا لم يكن هناك امكانية لعمل خرسانة ذاتية الدمك Self compacted concrete يتم توريد خرسانة يكون فيها slump عالي لا يقل عن 20 وتكون الاضافة بزيادة التشغيل باستخدام المواد المميعة super blastesizer وليس زيادة الماء بحيث تبقى W/C كما هي واردة في مواصفات العطاء (بحدود 0.55) وذات محتوى اسمنتى عالي لتعويض الزيادة في تشغيل الخرسانة بسبب زيادة كمية الماء ( الماء الحر + الماء في المواد الاضافية = المميع).

- استخدام رجاج vibratore ذو قطر صغير.
- استخدام الرج من الجانب في المكان الذي يمكن فيه ادخال الرجاج.
- تعبئة = صب pouring الخرسانة من الجنب وليس من الاعلى حتى لا يحصل حصر للخرسانة في الاعلى ويبقى الداخل بدون خرسانة.
- التأكد اثناء الصب بالطرق على الطوبار = الشدة = shutterring=formwork من الاسفل بواسطة مطرقة ان الخرسانة قد وصلت لكامل سطح الخرسانة

وللمزيد من المعلومات بخصوص الخرسانة ذاتية الدمك Self Compacted Concrete يمكن الرجوع للرباط التالي

<http://www.arab-eng.org/vb/t94466.html>

<http://www.arab-eng.org/vb/t108971.html>

## اطرح المشكلة التالية

### ملهم الحجي

عضو فعال

بالنسبة لتنفيذ الجسور ارجو الافادة في الفترة فك الشدة المعدنية وهل تعامل معاملة الجسور في المباني السكنية من حيث فك الشدة فقط وهل من امور يجب الانتباه لها بشكل عام

## رزق حجاوي

استشاري الهندسة المدنية

بخصوص فك الشدة ( بعض النظر سواء كانت معدنية او خشبية او غيرها من انظمة الشدة) بخصوص الجسور فلها معاملة خاصة تختلف عن الابنية.

حيث يتم تحديدها بالمواصفات الخاصة بالمشروع لانها تعتمد على الابعاد بين الدعامات supports ومقطع البلاطة للجسر وقوة الخرسانة والظروف المحيطة ( درجة الحرارة والرطوبة والاضافات بالخرسانة).

ولكن بشكل عام يتم اخذ مكعبات وتوضع في نفس ظروف الجسر ويتم كسرها على اسبوع 14، يوم 28، يوم. ومن خلال قوة الكسر للخرسانة يتم التأكد من التصميم على اساس ان قوة الخرسانة في هذه الحالة هي القوة التي نحسب عليها من المكعبات ( فك الشدة بعمر المكعبات ) وفي هذه الحالة يجب ان تكون الخرسانة قادة على حمل البلاطة للجسر مع عامل امان.

ومن خلال الخبرة يتم فك الشدة على عمر لا يقل عن 21 يوم في ايام الصيف وتصل الى 28 او اكثر في حالات خاصة (الشتاء البارد).



## اطرح المشكلة التالية

**رزق حجاوي**  
إستشاري الهندسة المدنية

أقبلت:

كثيرا ما نواجه في الحياة العملية في الصب صب اعمدة او جدران يكون في ارتفاع الصب المطلوب أكثر من 2.5 متر فيكيف يمكن حل هذه المشكلة بالموقع.

وفي الارتفاعات التي تزيد عن 2.5 متر ( الحد الاقصى المسموح به لرمي pouring concrete الخرسانة دون حصول مشكلة الانفصال لمكونات الخرسانة ) Seggregations يتم بعد انتهاء اعمال الشدة = الطوبار = الكفراج shuttering=Formwork عمل منصات عمل Plat form وهي قد تكون جزء من اعمال الطوبار للعمود او الجدار كما في الصور المرفقة



!Error



وقد تكون منصة العمل منفصلة عن نظام طوبار العمود او الجدار كما في الصور  
تعتمد طريقة الصب على ابعاد العمود وطريقة الصب

١. اذا كانت ابعاد العمود تسمح بادخال خرطوم المضخة **Pipe of pump** فهذا افضل حيث في هذه الحالة يتم ادخال الخرطوم حتى يتم الصب على ارتفاع 1 من الارضية ، ويجب التأكد هنا من ان الرجاج يصل الى اسفل قاعدة العمود ليصل الرج **vibratore** الى كامل مقطع العمود .

لاحظ منصات العمل منفصلة عن طوبار العمود ( منفصلة عن الشدة )

١. اذا لم يكن هناك امكانية من ادخال خرطوم المضخة يتم تركيب محقان=مخروط **cone** وفي نهاية بابب بحيث يصل الى قاعدة العمود .

مخروط للصب (لاحظ كيف يتم التحكم بكمية الصب من خلال العجل **Wheel** والخرطوم (باللون الازرق) للصب داخل الاعمدة او الجدران .

١. اذا لم يكن هناك امكانيه للعمل بالطريقة 1 او 2 يتم عمل فتحات **window = opening** وتركيب مزارب **shot=gutter** على الفتحة بحيث يتم عمل فتحة كل 2.5 م .



٢. التأكد اثناء الصب بان الخرسانة قد وصلت لكامل مقطع العمود من خلال استخدام المطرقة والطرق على الشدة= الطوبار كفراج =formwork=shuttering=العمود من الخارج واستخدام الرجاج وان يكون ارتفاع الصب كل مره بحدود 50-60 سم ورجها وثم الصب مره اخرى .
٣. يتم التوقف بين مراحل الصب ( 50 - 60 سم ) بحيث نحقق شروط تصميم الطوبار في معدل الصب Rate of concreting في الساعة ( 4 م/ساعة السرعة التي صمم عليها الطوبار للعمود ) ( اقصى معدل صب مسموح به 7 م / ساعة ) في حالة ارتفاع العمود 8 متر مثلا ومعدل الارتفاع بالصب 4 متر يكون لدينا صب العمود بالكامل  $2=4/8$  ساعة ولو فرضنا اننا سنتوقف عن الصب كل 1 م ( سيكون عدد مراحل الصب=7 ) فيكون زمن التوقف  $7=17/120$  دقيقة ( بحدود ربع ساعة ننتظر بين المرحلة والثانية ) .
٤. يجب ان يتم التداخل بين الطبقات عند استعمال الرجاج بحدود 10 سم لنضمن عدم حدوث اي فاصل صب بين الطبقات .
٥. اما في صب الجدران فيتم الصب على طبقات بحيث يتم صب كامل طول الجدار على نفس ارتفاع الطبقة تقريبا ونحافظ على نفس شرط معدل الصب الذي صمم عليه الطوبار=الشدة للجدار

## اطرح المشكلة التالية

calm.volcano

جديد

انا عندي سقف بمساحة 120 متر تم صبه ولكن للأسف لم يتم رش السقف بعد الصب نهائيا والان وبعد فتر ظهرت تشققات في السقف يصل عرضها تقريبا 2 ملي وفي اماكن متفرقه من السقف وانا الصراحه مش عارف اعمل ايه هل اقوم برش السقف الان ام الرش يكون بعد الصب مباشرة ام هذه الشقوق ليست خطيره

رزق حجاوي

استشاري الهندسة المدنية

لاعطاء جواب دقيق يطلب ارسال صور للسقف الذي تم صبه لتحديد اماكن التشققات. CRACKS وكذلك يجب الاسراع برش الماء الغزير بشكل مستمر ولمدة اسبوع مع تغطيتها بالخيش والنايلون مع انني افضل ان يتم عمل احواض من الرمل ( الخرسانة ) فوق السقف وتعبئتها بالماء. كما في الصورة المرفقة وكذلك اعلامي هل يحدث تسرب للماء من السقف بعد الرش بالماء او تعبئة الاحواض.



!Error



استخدام المرشات ( sprinklers مع الخيش لبقائة رطبا )لرش البلاطات الكبيرة

**calm.volcano**

جديد

انا بشكرك جدا اخي رزق حجاوي في البدايه علي ردك علي سؤالي  
ولكن للأسف انا احاول الان ان احضر لك صور السقف ولكن اريد ان اعرف هل اقوم برش السقف علي الرغم انه تم  
صبه من فتره طويله وهل يجب وضع غطاء عليه ام ليس بالضروره اذا لم يتوفر غطاء وللعلم انا اماكن التشققات تقريبا  
فوق الكمر اي تحيط بالغرف اي تصل بين العواميد

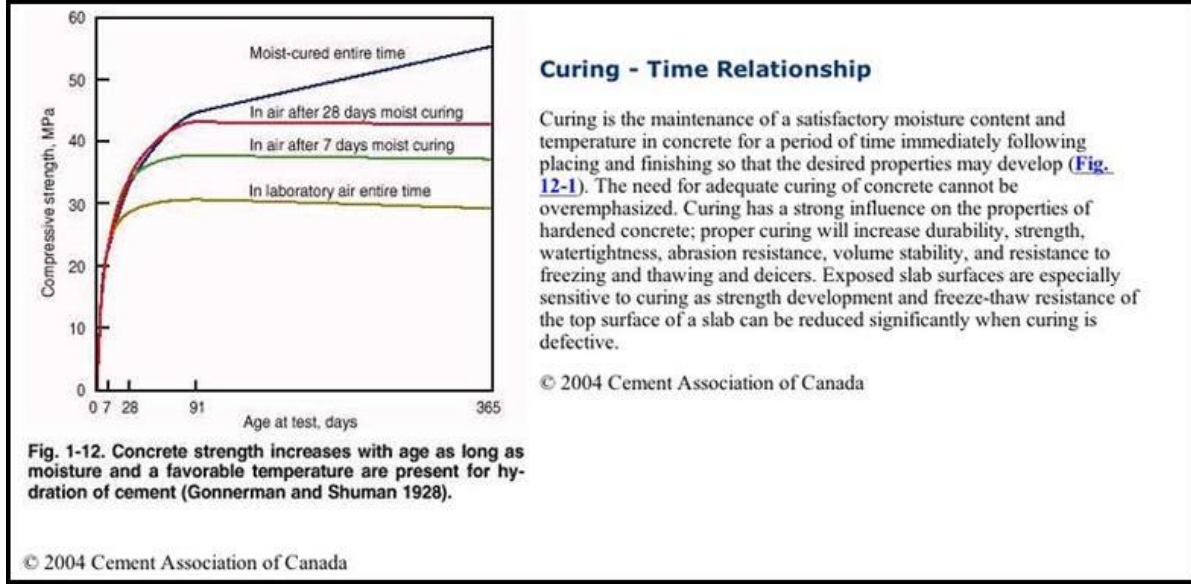


## رزق حجاوي

إستشاري الهندسة المدنية

ما قلت لك رش الماء حتى لو كانت المدة التي مضت أكثر من اسبوع وكلما زادت مدة الرش زادت قوة الخرسانة مع مرور الزمن ولتأكد من ذلك اليك هذا المخطط الذي يوضح ذلك انه كلما زادة مدة الرش او وجود الرطوبة على خرسانة يؤدي الى زيادة قوتها

!



## اطرح المشكلة التالية

### رزق حجاوي

إستشاري الهندسة المدنية

في هذه المشاركة اقدم لكم صور لانقلاب احد mobile Crane في الموقع لتحليل الاسباب وطرق تلافيها في المستقبل عند استخدام مثل هذه الاليات في الموقع. وهذه الصور وصلت الي بالايمل.

9Day Old 250 ton Liebherr Crane (never used before \$4million price tag.

!Error



ما شاء الله خارج من الوكالة





يا ترى ما سبب انقلاب mobile Crane هل كان الحمل أكبر من المسموح به !!!؟  
لا لا لا أكيد عين وصابته

**!Error**



شكل الارضية تحت الونش Mobile Crane انهارت بسب عدم تحملها للاعمال !!!؟



أكيد في حفرة تحت البلاطة وقع الونش فيها !!!؟

**Error**



شكل الحفرة عميقة ؟؟؟!!!!

**Error**





الحقوا الونش كله راح ينزل بالحفرة !!!؟



واخيرا عرف سبب الانقلاب Mobile Crane وسقوطة !!!؟  
أكيد لم يكن السبب عين بل ..... من كل الموجودين في الموقع  
(ولم يصب اي شخص بأذى)  
والان هل يعقل ان يتم وقوف ونش Mobile Crane فوق بلاطة Deck Slab سماكة 10سم؟؟

**رزق حجاوي**  
إستشاري الهندسة المدنية

القبائل:

المشاركة الأصلية كتبت بواسطة ملهم الحجري

مو مصدق انو في حدا بيخلي القلاب

يوقف على بلاطة

انشاله ما يكون حدا انضر

يس هي مسؤوليه المهندس ام الشركة؟؟؟؟؟؟؟ الله يحمينا

اشكرك على مشاركتك ولكن هناك خطأ في الكتابة لديك فالذي يظهر بالصورة ونش Mobile Crane =  
اما وقف الونش فوق البلاطة slab لما يكون عن خطأ وعدم معرفة ولكن كان عن تخطيط والذي يؤكد ذلك الصورة  
الاخيره حيث يلاحظ وجود دعائم Support تحت البلاطة لدعمها حيث تم وضعها تحت اماكن الارجل للونش ولكن  
الذي حصل هو انهيار في البلاطة نفسها حيث انها من نوع Deck Slab (صفائح معدنية مجلفنة ومضعة  
corrugated Steel Sheet) ونتيجة لها الانهيار حصل عدم توازن لاحظ ان الجزء الصلب من البلاطة لم يتأثر ؟!  
وانما الانهيار كله في Deck slab

!Error



لاحظ ان الانهيار فقط في deck slab وانهيار الدعم (Support الاعمدة باللون البرتقالي ) تحتها ام تحت الجسور Drop Beam فلم تتأثر.

وهذا النوع من الانهيارات يكون سببه قوى الثقب Punching Shear للبلاطة نتيجة الحمل المركز Concentrated Load والذي نتج في هذه الحالة عن ضغط الحمل على ارجل الونش. وقد تستغرب الان ان ذلك يمكن ان يحدث في الجسور للطرق عندما لا يتم توزيع الضغط تحت ارجل الونش على البلاطات المفرغةHollow Slab التي تحتها كما في الحالة التالية



انقلاب ونش فوق جسر Bridge Mobile Crane





لاحظ انهيار بلاطة الجسر Punching Shear تحت تأثير ضغط أرجل الونش

**رزق حجاوي**  
إستشاري الهندسة المدنية

القبيل:

المشاركة الأصلية كتبت بواسطة hu-yo >

السلام عليكم

اطرح عليكم موضوع فاصل انشائي في جدار ساند بجانب قاعدة لمبنى مجاور من لديه افكار وحلول ارجو ان يرفق معها رسومات ان أمكن شاكرين تعاونكم

في الحقيقة لم افهم السؤال جيدا وما هو مطلوب بالضبط ويطلب ارفاق مخطط تبين سؤالك بوضوح حتى تتم الاجابة عليه بشكل مفصل.

ولكن بشكل عام يكون الفصل مع الجار هو فاصل هبوط Settlement Joint ولا يمكن ان يكون فاصل تمدد (Expansion Joint) يكون الفصل في فاصل التمدد فوق منسوب القواعد).

اما القاعدة التي تكون جهة الجار اذا كانت الابنية متلاصقة Leg Footing with Tie Beam حيث يتم وضع فاصل بعرض 2.5سم ( 1 انش ) ابتداء من القاعدة من مادة السيلوتكس ويفضل النوع المقطرن والا يتم دهانه بمادة القطران ( الزفت ) لحماية.

## اطرح المشكلة التالية


**رزق حجاوي**  
إستشاري الهندسة المدنية

القبيل:

المشاركة الأصلية كتبت بواسطة ثري ام >

السلام عليكم

ارجو ان استوضح عن التزفيت فوق الخرسانة مباشرة واعني صب خرسانة على مسار حفر بعرض 0.5م. يعني التزفيت على حفریات خطوط المياه او المجاري في الشارع واقصد انه تم صب خرسانة بعمق 20سم وترك 5سم للأسفلت. هل يتم ذلك ام الافضل ان يكون الاسفلت على البسكورس؟

المشاركة الأصلية كتبت بواسطة رزق حجاوي    
 الأفضل ان تكون الزفتة فوق طبقة من البيس كورس وليس فوق الخرسانة حتى تكون القاعدة تحت الزفتة مرنة وليست صلبة مما يؤثر على حركة عجلات المركبات

ستكون هذه المشاركة الاولى في مجال هندسة الطرق في باب " مشاكل تنفيذية وحلول هندسية"   
 لاحقا لمشاركتي السابقة والتي كانت تخص فقط الحالة التي سألتها المهندسة ثرى وهي حالة اعادة الزفتة في الترنشات.   
 اما في حالة الجسور او الانفاق او الطرق الخرسانية Concrete Pavement والتي تكون فيها الارضية او السطح من الخرسانة فيتم وضع طبقة   
 MC بليها طبقة الاسفلت Asphalt   
 وقد قمت بتوضيحه في الصور اللاحقة ويفضل ان يتم وضع طبقة Memberane or Geotextile Fabric فوق   
 الخرسانة بليها طبقة الاسفلت لحماية الخرسانة.



Installing barrier on the ramps using the "slip form" method - the machine pours a special mix of concrete that is stiff enough to stay in place without having to set in molds for days. The machine moves the barrier mold (or form) along the steel framework as it pours the concrete.





A worker clad in rain gear operates machinery to drill holes in the side of existing pavement. Steel rods will be inserted in the holes to connect the existing pavement to the new pavement.



Place a thick layer of new concrete pavement on top of the asphalt base and drag astroturf weighed down with gravel over the wet concrete to finish the surface.



The next few photos show the dowel bar retrofit pavement rehabilitation process. Once slots are cut across the joints between concrete panels, workers use jackhammers to remove enough pavement to insert the dowel bars



Dowel bars are inserted into the slots in the pavement.  
The bars link the concrete panels and prevent the panels from rubbing against each other and becoming worn



With the dowel bars in place, crews fill the slots with concrete and use equipment to vibrate the wet concrete so it settles properly





After vibrating the concrete, workers finish the surface so it will be smooth to drive across.



Finally, crews sawcut the new concrete at the panel joint to prevent cracking. The dowel bar retrofit process extends the life of existing pavement by ten to fifteen years



Laying concrete pavement .



Install a geotextile fabric(or Membrane ) on the new bridge deck prior to asphalt paving. The fabric will



help prevent reflective cracking in the concrete.



The bridge deck nears completion

## اطرح المشكلة التالية

**سيد طه محمد**

عضو متميز

أنا أعمل بمشروع إصلاح لصوامع حبوب Grain silos و الصومعة أبعادها 7 متر × 7 متر و ارتفاع 50 متر و الحوائط خرسانية بسمك 30 سم ، و عملية الإصلاح يتمثل في عمل حائط خارجي بسمك 30 سم و حائط آخر داخلي بسمك 30 سم أيضا و الحائط الأصلي بينهم على أن يتم ربط الحوائط الجديدة و القديمة بواسطة dowels على مسافات 30 سم تقريبا ، و سؤالي هو التالي:

- 1- كيف يتم حساب أطوال تشريك ال dowels داخل الحائط الأصلي ( مع العلم أنها قطر 16 مم ) ؟
- 2 هل الأفضل أن يكون تشريك الحائط الخارجي و الحائط الداخلي على نفس الخط أو الأفضل أن يكون تشريك الحائط الخارجي منفصل عن تشريك الحائط الداخلي و يكونو بالتبادل Staggered ؟

**رزق حجاوي**

إستشاري الهندسة المدنية

اشكرك على ثقتك بالمنتدى، وعلى سؤالك القيم:

١. يفضل ارفاق مخطط او سكتش لطريقة الاصلاح والمواد المقترجة للاصلاح.
٢. السابلو الذي تتحدث عنه مربع المقطع 7\*7 م وليس دائري.
٣. في البداية يجب ربط الجدران الجديدة (الداخلي والخارجي) بالقاعدة.
٤. ليعمل الجدار الداخلي والخارجي مع بعضهما البعض يجب ان التوصيل بينهما مباشرة لان التوصيل مع الجدار القديم ربما يكون ضعيفا وبالتالي لا نحصل على الفائدة المرجوة من الاصلاح.
٥. لربط الجدار الداخلي الجديد مع الجدار الخارجي القيم بفضل ان يتم عمل ثقب في الجدار القديم وتنشيت قضيب الوصل قطر 16 Dowles على شكل حرف L بمواد خاصة ويكون القضيب بارز من الجهة الداخلية والخارجية بمقدار 25 سم ( يكون طول القضيب الكلي = 25 + سماكة الجدار القديم + 25 عكفة على شكل حرف L سم ويتم تركيب القضيب L بشكل متناوب بحيث تكون الزاوية مره في الجدار الداخلي ومره في الجدار الخارجي بشكل متناوب
٦. بعد تنفيذ الخطوة رقم 5 يتم عمل شبكة تسليح داخلية وخارجية بحيث تثبت بزواية قضيب الوصل Dowels

## رزق حجاوي

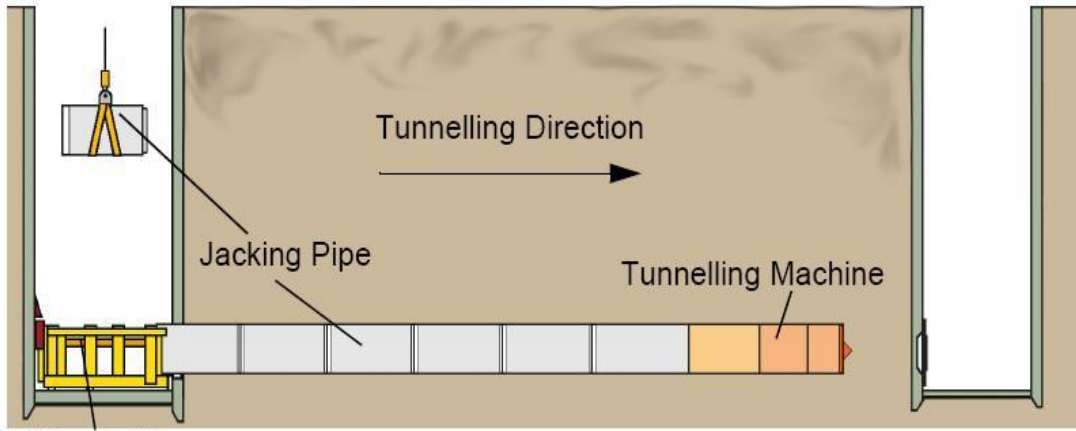
استشاري الهندسة المدنية

هذه المشاركة اتحدث فيها عن MICROTUNNELING SOLUTIONS وهي عبارة عن تنفيذ انفاق افقية تحت مستوى الارض. حيث يتم الحفر بواسطة الات خاصة وتجري عملية التبطين lining وذلك لمنع انهيار التربة ومن ثم مد الانابيب في النفق. والتنفيذ في هذه الطريقة يحل مشكلة تمديد الانابيب في المناطق المزدهمة بالخدمات ( طرق سريعة ، سكة حديد.. ) وكذلك تحت مجاري الانهار او في الخلجان وغيرها من المجاري المائية. يبدأ العمل بتنفيذ الشاقت shaft البداية حيث يتم ادخال آلة الحفر فيه وتوجيه اتجاه مد الانابيب الى ان تصل النهاية الخط المطلوب حيث ينفذ مسبقا شاقت حيث يتم فيه اخراج آلة الحفر. واليكم طريقة التنفيذ بالصور

!Error

Launch Shaft

Reception Shaft



Jacking Station



تنفيذ الشاقت واماكن الخطوط المطلوب تنفيذها

*Welding steel entrance rings for the launching of the head into each tunnel.*



No room for error on this project - the tunnel had to go through this opening in the water treatment plant and it was right on the money



Tunnel Machine entering the receiving shaft. Water is not a problem!





Huxted Tunneling installed a 75.5 inch O.D. tunnel 184 feet long under the Beltway. The tunnel was installed successfully with less than five feet of cover over the top of the pipe. Ground radar confirmed there was no loss of ground or voids caused by the tunnel, and grouting was not necessary.





tunnel machine entering the receiving shaft



Earplugs are a must when working at the Miami International Airport



88" Jacking Pit and Spacer



96" Iseki Crushingmole entering the receiving shaft. This microtunnel was 490 LF under the Florida Turnpike at SW 104th Street in Miami

## اطرح المشكلة التالية

**maher-mohamed**

عضو فعال

لى سؤال عن تنفيذ الجدار الاستنادى من الاتاد كيف يمكن تنفيذها متداخله فى مقاطعها وكيفيه ترتيب العمل فى التنفيذ لعدة اوتاد فى نفس الكاب ولك جزيل الشكر

**رزق حجاوي**

استشاري الهندسة المدنية

اشكرك على ثقتك بالمنتدى اما بخصوص سؤالك عن طريق تنفيذ الجدار الاستنادى من الاتاد المتداخلة Shoring System by Secant Piles

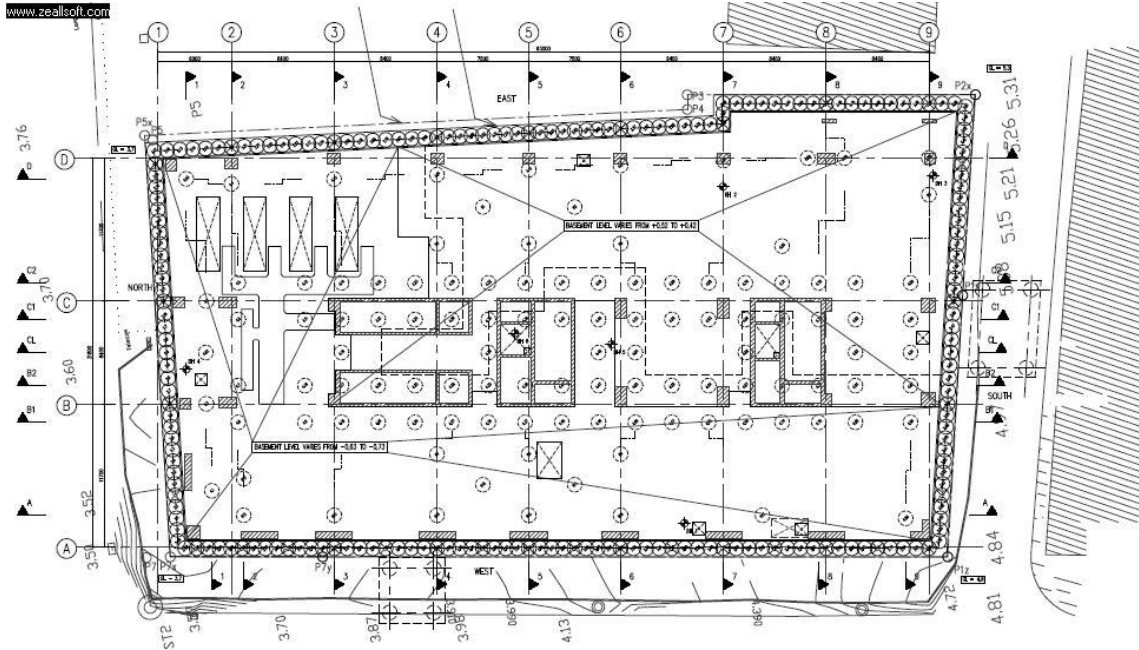
وهذا النظام عبارة عن وتدين متداخلين بحيث يكون في احداها حديد تسليح والاخر بدون حديد تسليح ويتم تنفيذهما كما يلي:-

- من خلال الدراسة التصميمية لنظام Shoring System by Secant Piles يتم تحديد ما يلي:-

1. قطر الوند Diameter of Pile ولنفرض انها كانت 800 مم
  2. عمق الوند Depth of Pile ولنفرض انها كانت 30 متر
  3. حديد التسليح للوند Reinforcement of Pile Section
  4. مساحة التداخل بين بين الاتاد Ove lap Area between Piles ولنفرض انها كانت 300 مم.
- من خلال المعطيات السابقة نحدد البعد بين مراكز الاتاد وهي تساوي

$$D\text{-overlap area} = 800 - 300 = 500$$

- نقوم بتعين مراكز الاتاد بحيث تكون كل 500 مم وعلى كامل محيط منطقة العمل



- نبدأ بتنفيذ الاتاد التي ليس فيها حديد تسليح حتى العمق المطلوب وهو 30 متر ،وبالتالي يكون التباعد بين الاتاد غير المسلحة كل 100 سم حتى يتم تنفيذ كامل الاتاد غير المسلحة.
- بعد ذلك يتم تنفيذ الاتاد التي بها حديد تسليح وبعمق 30 متر وبما ان المسافة بين مراكز الاتاد هي 50 سم (المسلحة وغي المسلحة 50 سم اما المسافة بين الاتاد المسلحة فتكون 100 س ) وقطر الوند 80 سم فبالتالي



تكون مسافة التداخل 30 سم حيث يتم حفر مسافة 30 سم من خسارة الوتد غير المسلح  
لاحظ تنفيذ المرحلة الثانية (الوتاد المسلحة) والتداخل مع غير المسلحة.

- بعد تنفيذ الوتاد غير المسلحة ( المرحلة الاولى ( first stage والوتاد المسلحة ) المرحلة الثانية second stage )  
( diaphragm beam = الرابطة = الرابطة )





مخطط تمثيلي لتنفيذ الاوتاد المتداخلة secant piles



لاحظ diaphragm bam في اعلى الاوتاد

ولمزيد من التفصيل يمكنك الرجوع للمشاركة السابقة التي كتبتها في نفس الموضوع وبالتفصيل  
<http://www.arab-eng.org/vb/t135727.html>

## اطرح المشكلة التالية

رزق حجاوي

استشاري الهندسة المدنية

القياس:

ورد السؤال التالي من المهندس ليث77

في البداية اشكركم على هذا المنتدى الرائع الذي رفدنا بالكثير والكثير من المعلومات المهمة. المشكلة لدي انه عندي صب اساس حصري Raft وكمية الكونكريت بحدود 2000 م3 ولضروف العمل فسوف يستغرق الصب لهذا الاساس بحدود 5-6 ايام. هنا اطلب النصائح في كيفية تجزئه اعمال الصب على هذه الايام والمواد التي يمكن ان تضاف لتسهيل الترابط وماهي المناطق التي لا يجوز ان يتوقف الصب عندها علما ان ابعاد الاساس 0.9\*30\*75 م شاكرأ لكم مساعدتكم

بخصوص المعلومات المتوفرة في سؤالك قليله جدا وهي تحتاج الى المزيد من التفصيل.

- كمية الخرسانة المطلوبة للرافت = الحصية Raft Foundation هي 2025 متر مكعب وان مدة الصب ستكون 5 الى 6 ايام.
- من خلال المعطيات السابقة يتضح ان معدل الصب 16.9 الى 14.06 متر مكعب لكل ساعة وهذا المعدل قليل جدا!!!!!! لذلك يجب التفكير اولا بزيادة معدل الصب ومعدل الصب باستخدام مضخة وهي 40-50 متر مكعب لكل ساعة لذلك استخدام الفشر من مضخة للصب.
- سماكة raft اكبر من 2 قدم وبالتالي تحتاج الى ضبط الجودة في حرارة الخرسانة الموردة للموقع وكذلك درجة الحرارة للخرسانة اثناء تصلب الخرسانة بحيث تكون الحرارة داخل الخرسانة اثناء التصلب لا تزيد عن 70 درجة مئوية و فرق درجة الحرارة بين داخل المقطع الخرساني و سطح الخرسانة لا يزيد عن 20 درجة مئوية.
- يجب منع حصول cold joints اثناء الصب.
- اتخاذ الاجراء الاحتياطية المناسبة في حال توقف الصب لاي سبب من الاسباب.
- حماية الخرسانة بعد الصب من العوامل الجوية.
- لم تذكر هل هناك مياه جوفية ام لا ؟
- بخصوص تحديد اماكن توقف الصب يعتمد على المخطط الانشائي للرافت
- بعد تحديد اما التوقف للصب هل سيكون عموديا ام افقيا يجب تحديد طريقة معالجة الخرسانة في اماكن التوقف

## شبيهة له في موضوع " مشاكل تنفيذية وحلول هندسية "

المشاركة الثانية للمهندس ليث 77

في البداية اشكر لاستاذنا م. رزق حجاوي سرعة الاجابة ، اما بخصوص بعض التفاصيل عن الاساس الحصري فقد ارفقت في الرابط الاسفل يا استاذنا مخطط الاسس وكذلك بعض الصفحات من تقرير التربة في الرابط الاسفل.

<http://www.4shared.com/file/13681500...oundation.html>

اما بخصوص المياه الجوفية فهي على عمق 2 متر تقريبا وليست بتلك الغزارة وتدفقها عادي. بالحقيقة يا استاذ رزق لدي مشكلتين الاولى في فحص التربة فعندما تقرا الاوراق المرفقة تجد ان المختبر حدد قدرة تحمل التربة ((بعد المعالجة)) ب6 طن/م2 ، وعند مراجعتي للمصمم قال انه عندما فحص التربة اخذ 3 نقاط كانت النتائج 6 , 8 , 8 طن/م2 ((وبدون معالجة)) فمن المفترض اذا ان تصعد قدرة تحمل التربة بعد المعالجة اي ان اما المختبر مخطى او المصمم مخطى وهذا لا يترك لي مجال سوى ان اعيد فحص التربة على نفقة الشركة فهل انا مصيب في هذا؟؟؟ المشكلة الثانية في صعوبة توفير الخلط المركزي لذا لا بد من استخدام الخلاطات العادية التي انتاجها بحدود 87-3م بالساعة مع استخدام البمب لتوفير الوقت ايضا وتسهيل التوزيع، وقد بحثت في النت كثير على تفاصيل الخلاطة المركزية والعادية من حيث المحاسن والمساوئ ولم اجد شي وفي النهاية اشكر لك إجابتك

اشكر لك متابعتك وارسالك لبعض المعلومات الضرورية ولكنها تحتاج الى المزيد من المعلومات

- في البداية لم تذكر في اي مرحلة التنفيذ الان في الموقع.

- بخصوص فحص التربة فهو الأهم ويقدم على التصميم (الا اذا كان هناك شك بصحة تقرير فحص التربة )  
بخصوص قدرة تحمل التربة Bearing Capacity والشروط اللازمة للتأسيس على التربة وهذا كما ذكرت  
لم يتم الالتزام به في مرحلة التصميم لذلك يجب الالتزام بالشروط الواردة في فحص التربة سواء من حيث  
قدرة التحمل للتربة في التصميم وكذلك في تحسين التربة لما تحت الاساس ومنسوب التأسيس ونوعية  
الخرسانة
- من المتطلبات الواردة في فحص التربة ان عمق التأسيس المطلوب -4 متر من منسوب الارضية الطبيعية  
NGL وهذا غير متحقق في المقاطع الانشائية المرسله Section B-B حيث ان الوارد ان منسوب اعلى  
الاساس هو -2.5 متر ( اي ان منسوب التأسيس -3.4 وهذا يخالف تقرير فحص التربة )
- منسوب المياه الجوفية -2 متر ومن خلال المقاطع المرسله فان العزل Water proofing لا يحقق الشروط  
المطلوبة حيث ان العزل يبدأ من منسوب اعلى الاساس -2.5 متر والمفروض ان يبدأ من أسفل الاساس.
- تفصيلة فاصل التمدد Expansion joint لا تحقق الشروط اللازمة للعزل ( يجب وضع Water Stop )  
حيث ان منسوب المياه الجوفية اعلى من منسوب الاساس لذلك سيحدث تسرب للمياه من خلال فاصل التمدد  
وهذا غير مقبول.
- عند تنفيذ فواصل الصب Construction Joints في الاساس Raft Foundation يجب وضع Water  
Stop
- لم يتم ارفاق مخطط الاساسات Raft Foundation للاطلاع عليه وتحديد اماكن توقف الصب حيث تم  
ارفاق مخطط البلاطة للطابق الارضي بالمخطط Ground Floor plan
- يجب استخدام اسمنت مقاوم للكبريتات Sulphate Resistance Cement SRC
- اكرر بضرورة زيادة معدات الخلط Concrete Mixer حتى لو كان الصب سيكون موقعا.

بانتظار مزيد من المعلومات بخصوص المرحلة التي وصل فيها التنفيذ بالموقع وكذلك المخطط العام للاساس.

## layth77

عضو

في البداية اشكر لك اجابتك السريعة والغنية بالمعلومات المفيدة.  
استاذنا العزيز مشروعي عبارة عن مستشفى 5 طوابق واحد طوابقه سفلي يعني بدروم اسفل مستوى الارض الطبيعية 4  
متر حيث يتم حفر الاساس لعمق 4 متر وكالاتي :

- 1- الحفر بعمق 4 متر تحت مستوى الارض الطبيعية.
- 2- الدفن بخليط الرمل والحصى 45 سم.
- 3- صب خرسانة عادية سمك 7.5 سم.
- 4- وضع عازل طبقة واحدة 2 ملم ؟؟
- 5- ثم الاساس بسمك 0.9 متر.
- 6- ويأتي الطابق السفلي بارتفاع 2.5

وهذا موضح بالمخططات المعمارية والانشائية المرفقة على العنوان التالي:

<http://www.4shared.com/file/138543656/599f4888/new1.html>

اما فحص التربة فواضح ان قدرة تحمل التربة ((بعد المعالجة)) ستكون 6 طن/م2 وان مستوى المياه الجوفية بحدود 2  
متر وملاحظات تقرير التربة موجودة على الرابط السفلي:

<http://www.4shared.com/file/136815005/b84629ea/foundation.html>

استاذي العزيز : عند حسابي للاحمال المسلطة على البناية وجدت انها بحدود 45 الف طن وهذا ناتج من الاحمال الميتة  
والحية لبنانية خمس طوابق واغلب هذه الاحمال من الكونكريت المسلح (3م7000) والطابوق (3م6117) وغيرها وتم  
حسابها حسب الملف المرفق على اللينك التالي:

[http://www.4shared.com/file/138544493/1b131fdc/\\_.html](http://www.4shared.com/file/138544493/1b131fdc/_.html)

عند تقسيم الحمل الكلي على المساحة الموجودة 2500/45000 نجد ان تحمل التربة يجب ان يكون 18 طن/م2  
وتقرير التربة يقول انها 6 والمصمم يصير بشدة على صحة تصميمه وتراجع اخيرا قليلا وقال انه يمكن علاج ذلك بحفر  
1 متر زيادة ودفنه بخليط الرمل والحصى ؟؟؟؟؟؟

استاذي هذا موضوعي فاسئلني هية:

- 1- مسئلة الحفر 1 متر اعمق وابدال التربة هل يحل المشكلة ؟؟؟؟ علما انه توجد بناية على بعد 800 متر وزنها لا ياتي  
30% من وزن بنائتي وتم عمل لها 125 بايل.
- 2- المصمم وضع جوينات في الاساس الرافنت وكما موضح بالمخططات المرفقة فهل يجوز وضع جوينات في الاساس  
الرافنت واذا صحيح وبأريث لو توج صورة توضيحية له.
- 3- من الناحية القانونية والهندسية ايهم يوخذ باريه راي المصمم ام راي المهندس المنفذ والمقيم ؟ واذا لا سامح الله حدثت  
مشكلة بسبب خطأ في تصميم الاساس فعلى من تقع المسؤولية.

- بخصوص مخطط الاساسات Foundation Plan فلم يتم ارسالة والذي ارسلته هو مخطط بلاطة الطابق الارضي Ground Floor Plan
- من خلال مخطط الطابق الارضي يتضح اماكانية الصب من حيث المبدأ الى ثلاث مراحل وهي مناطق Expansion Joint ويمكن توقيف الصب في الاماكن التالية

١. من محور 1 الى ما بعد مسافة 180 سم من محور 10 باتجاه محور 9
٢. محور 24 الى ما بعد مسافة 160 سم من محور 20 باتجاه محور 19
٣. من محور 9 الى محور 19 (بين مناطق التوقف السابقة).

بخصوص الاقتراح من قبل المصمم بزيادة التأسيس ووضع ردم خاص Backfilling من حيث المبدأ مفهومي ولكن يجب الرجوع لمهندس مختص في التربة لتحديد العمق المطلوب لتحسين التربة بحيث ان الاحمال عندما تنتقل للتربة تكون ضمن الحدود المسموح بها في تحمل التربة والهبوط Deflection المسموح به. ومن خلال ما ذكرت فان هناك مشكلة حقيقة في التصميم لمخالفته شروط ومتطلبات فحص التربة وهو الاهم والمقدم من حيث الاولوية على التصميم الانشائي. ولان حل مشكله اساسية في التصميم ولحل هذا الخلاف افضل ان يتم عرض التصميم ونتائج فحص التربة على مكتب هندسي اخر لتأكيد صحة او عدم صحة التصميم. ولاخلال نفسك من المسؤولية فعند الانتهاء من اعمال الحفريات عليك احضار المختبر الذي قام بفحص التربة وانها صالحة للتأسيس من حيث المنسوب والنوعية والتي تم اختبارها. ومن ناحية ثانية يجب كتابة كتاب رسمي للمهندس المصمم يوضح فيه ان الحسابات الانشائية للاساسات لم يتم بناء على تقرير فحص التربة واذا كان هناك حسابات انشائية تبين ان الاحمال للمبنى اكبر من المسموح به ( لا يتم تصعيد للاحمال عند حساب الاساسات اي لا يتم الضرب بمعامل زيادة الاحمال اي نحسب calculate the loads as working loads not as ultimate load ) اعطاء نسخة من هذا الكتاب الى المالك ( لا اعرف دور نقابة المهندسين في بلدكم بخصوص مثل هذا النوع من المشاكل والاطفاء ) ومن وجهة نظري الخاصة فقدرة التحمل للتربة قليل جدا  $Bearing Capacity = 0.6kg/cm^2$  وكان من الافضل ان يتم عمل اوتاد Piles لنقل الحمولة الى تربة صالحة للتأسيس.

اقتباس:

- ٢ - من الناحية القانونية والهندسية ايهم يوافق باريه رأي المصمم ام رأي المهندس المنفذ والمقيم ؟ واذا لا سامح الله حدثت مشكلة بسبب خطأ في تصميم الاساس فعلى من تقع المسؤولية .

اذا حدثت مشكلة فالاطراف الثلاثة تكون مسؤولة امام القانون حتى تثبت من المخطئ - فالمقابل مسؤول عن التدقيق على المخططات التصميمية وتنبيه المصمم الى هذا الخطأ. - والمهندس المصمم مسؤول عن تصميمه وخصوصا اذا تم تنبيهه الى الاخطاء الواردة بحسابات انشائية واصر على خطئ. - والمهندس المشرف ( ولو من ناحية ادبية ) مسؤول عن مراجعة المخططات وتنبيه المصمم للاخطاء الواردة وكذلك اتباع الطرق الصحيحة بالاشراف بان يطلب المكتب الذي فحص التربة وتأكيد ان هذه التربة صالحة للتأسيس وان قدرة التحمل للتربة حسبما ورد في التقرير.

## اطرح المشكلة التالية

من المشاكل التي يواجهها المهندس في حياة العملية هي هدم المنشآت والتي يرغب بتجديدها او البناء مكانها. ومن هذه الابنية المداخل للمصانع Chimney او الصوامع Silos وتتم عملية الهدم بعدة طرق منها

- التفجير
- عمل سقائل Scaffolding حول المنشأ ومن ثم تكيسرة
- استخدام الونشات Mobile Towers





## اطرح المشكلة التالية

### رزق حجاوي

استشاري الهندسة المدنية

في سلسلة مشاكل تنفيذية وحلول هندسية اعود اليكم بهذه المشاركة التي تتحدث عن موقع بناء حدث به انهيار وغمر للمياه لكامل المشروع.

كثير منا يذكر حالة انهيار جدار استنادي Diaphragm Wall نتيجة ضغط التربة المشبعة بمياه البحر مما ادى الى غرق المشروع بالكامل (لطف الله عز وجل بأننتبه احد المراقبين لصوت تسرب المياه وتكسر الخرسانة مما دفعة بتحذير العمال بالخروج فورا من الموقع مما ادى الى عدم سقوط اية قتلى او جرحى ) واليكم مراحل الانهيار بالصور:-

- المرحلة الاولى : تسرب بسيط للمياه من خلال الجدار الاستنادي

!Error



- المرحلة الثانية : تسرب المياه من خلال Tie Rods (وقد تكون هذه المرحلة سبقت الاولى بدقائق)



!Error



• المرحلة الثالثة : بدء الانهيار للجدار الاستنادى وتدفق المياه

!Error





• المرحلة الاخيرة : المياه غمرت كامل المشروع







والسؤال الان

ما هي الاسباب المحتملة لانهيار الجدار الاستنادي ؟  
كيف تمت معالجة هذه المشكلة واستكمال العمل في المشروع ؟

**sasaegy**

عضو فعال

ما هي الاسباب المحتملة لانهيار الجدار الاستنادي ؟

اعتقد ان مجموعة من الاسباب ادت الي حدوث الانهيار فمن الصور المرفقه نلاحظ الاتي:

- الحائط الساند المنفذ لم يصل الي العمق المطلوب لثباته.
- لم يتم عمل التدعيم اللازم لجزأ الحائط المنهار ( تدعيم جانبي ومائل ) مما ادي لحدوث ميل للحائط جهة الداخل.
- تلاحظ عدم تدعيم الجزأ المنهار من الحائط بأحمال اضافيه راسيه تزيد من الاحمال الراسيه التي تزيد من ثبات الحائط.
- تسرب الماء لداخل الموقع ادي الي نقص Passive earth pressure لجزأ الحائط السفلي وذلك لتحول كثافة التربة الي حاله submerge مماأدي لدوران الحائط وانهياره.

كيف تمت معالجة هذه المشكلة واستكمال العمل في المشروع ؟

- يتم تنفيذ حائط ساند للجزأ المنهار (s.p wall or- secant pile) ويكون مسار التنفيذ خارج المسار القديم لتجنب مواجهة اي عوائق اثناء التنفيذ.
  - سحب المياه بواسطة طلمبات غاطسه من الموقع الي المجري المائي.
  - تدعيم الحائط من الداخل بعد جفاف الموقع.
  - حقن الاماكن التي يتسرب منها الماء لداخل الموقع.
- هذا ماوقفني الله لاستنتاجه والله اعلي واعلم

## رزق حجاوي

استشاري الهندسة المدنية

في البداية حسب علمي ان سبب الانهيار لنظام الجدار الساند لم يتم حسمه لان ولم يظهر تقرير يوضح الاسباب التي ادت للانهيار. ولذلك فان موضوع البحث في اسباب الانهيار ستكون من وجهة النظر الخاصة حسب المعلومات من خلال الصور والتي من خلالها يمكن التصور والاستنتاج للاسباب وهذا سيكون مجرد رأي هندسي يحتمل ان يكون صحيحا او بعيدا عن الصحة ويبقى في باب الاجتهاد في الرأي. بخصوص الاحتمالات التي ذكرتها من وجهة فكلها او احداها قد تكون سببا للانهيار وقد تكون هناك اسباب اخرى هي التي ادت لذلك ( وان شاء الله غدا ا طرح وجهة نظري بالصور والتحليل لأسباب الانهيار). اما بخصوص طريقة حل المشكلة حسب مشاركتك

القبيل:

- يتم تنفيذ حائط ساند للجزأ المنهار (s.p wall or- secant pile) ويكون مسار التنفيذ خارج المسار القديم لتجنب مواجهة اي عوائق اثناء التنفيذ .

- بخصوص اختبار Secant Piles الاوتاد المتداخلة وتنفذ في التربة وليس في المياه ( اتوقع ان ذلك غير عملي في الحالة هنا لان هناك مياه ويصعب التنفيذ والصب في هذه الحالة حيث يجب التجفيف Dewatering قبل البدء بالعمل وهذا غير قابل للتنفيذ لانه في هذه الحالة يجب تجفيف مياه الخليج ؟؟؟ !! وهذا غير ممكن .



- اما الاقتراح الثاني وهو استخدام Steel Sheet Piles يمكن ان تنفذ في التربة او في المياه حيث لا تحتاج الى تجفيف التربة للتنفيذ (فهذا الاقتراح عملي جدا وقابل للتنفيذ وهو ما ينفذ قرب شواطئ البحار والانهار او في البحار حيث لا تحتاج الى تجفيف للمياه





التنفيذ بجانب الشاطئ

!Error



التنفيذ داخل المياه



**رزق حجاوي**  
إستشاري الهندسة المدنية

اشكر للجميع حسن المتابعة لهذا الموضوع والذي فيه نحلل اسباب انهيار الجدار الساند Diaphragm Wall تحت ثير ضغط التربة والمياه أثناء مرحلة الحفريات للمبنى.  
وكما ذكرت في مشاركة سابقة ان نتائج التحقيق في اسباب الانهيار لم تظهر بعد وحسب المعلومات التي نشرت فان حل هذه المشكلة قد كلف الشركة المنفذة 40 مليون جنية استرليني اي اكثر من 650 مليون دولار وتوقف في اعمال التنفيذ مدة

18 شهرا

وفي هذه المشاركة سأبين من وجهة النظر الخاصة بأسباب الانهيار وربما تكون صحيحة او بعيدة عن الاسباب الحقيقية فالمخططات التصميمية والتحاليل للفحوصات غير متوفرة ولكن من خلال الصور يمكن ملاحظة حالة الجدار الساند قبل لحظات من الانهيار وفي لحظة الانهيار.

**Error**



أعمال الحفريات قبل الانهيار ويلاحظ التسرب للمياه في منطقة الحفر

**Error**



لأحظ تسرب المياه من Tie Rode وهذا دليل على عدم كفاءة الحقن Grouting وخصوصا في منطقة الجدار مما يؤدي ذلك الى ضعف المقطع الخرساني حيث يؤدي ذلك الى ان المقطع الصافي للجدار قد انخفض نتيجة هذه



الفتحات(ويبدو ان مستوى الانهيار للجدار في المستوى الافقى كان في المقطع الماء في Tie Rod )



لاحظ ان جنوب الانهيار حصل في منطقة الاتصال بين مراحل التنفيذ في الجدار الساند ( يتم تنفيذ الجدار على مراحل وهذا يعود الى منطقة الوصل Joint حيث لا يوجد اي حديد تسليح او K Joint عند منطقة الوصل سنرى في الكمره = الجسر العلوي Diaphragm Beam وهذا غير كافي لمقاومة ضغط المياه والترربة.

وهذا سبب رئيسي Joints in Diaphragm Wall





حديد التسليح لاحدى مراحل التنفيذ حيث ينفذ على اجزاء Segments





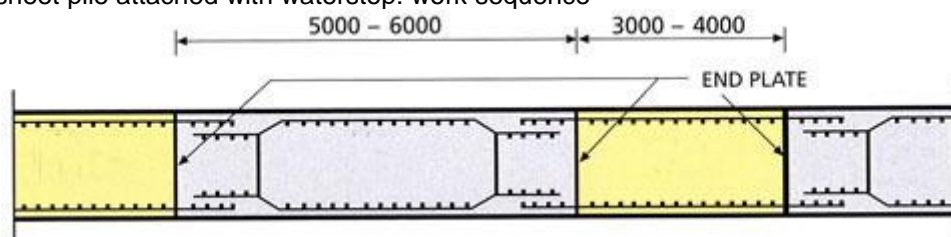
Stop end sheet pile fabrication for holding up waterproofing rubber band

### Joint Types

There are three joint types: the conventional stop end tube or sheet pile, and the overlap cutter joint.



Stop-end sheet pile attached with waterstop: work sequence



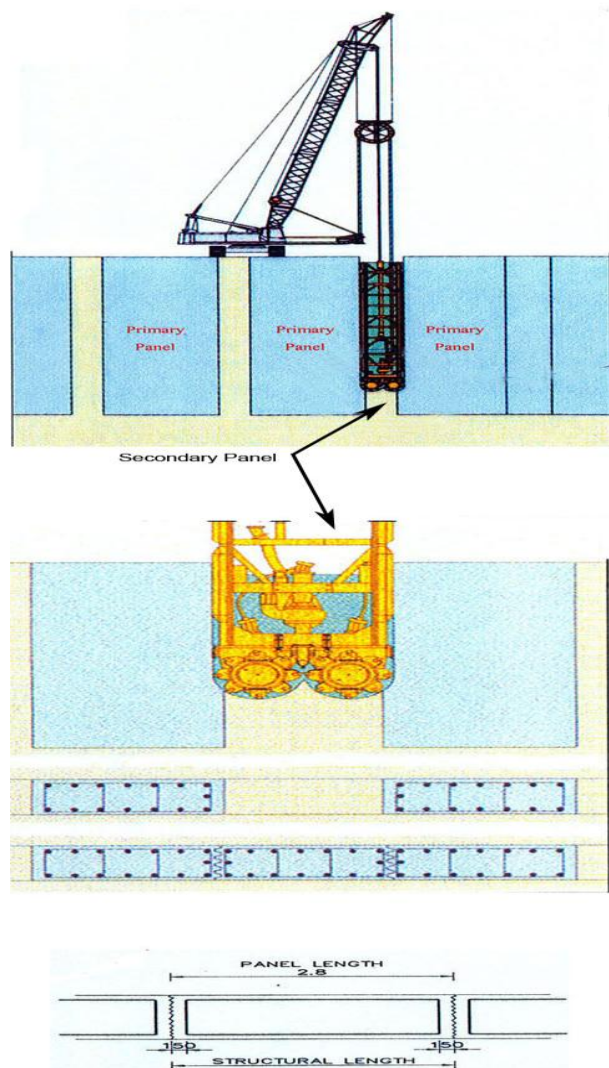
Stop-end plate: plan



### Stop-end plate: Fabrication



Stop-end plate: close view



Overlap cutter joint





ومن خلال ما سبق نجد ان مناطق الوصل لم تحقق المتطلبات.  
والسؤال الذي يبدر للذهن هل الخطأ كان في التصميم ام التنفيذ ؟  
من خلال مراجعة الاخطاء السابقة يتضح انها خطأ تنفيذية فتسرب المياه من فتحات Tie Rode وضعفها يعود للتنفيذ (واتوقع انه لم يتم عمل Pull out لها في منطقة تنفيها في تربة مشبعة بالمياه).  
وكذلك الخطأ في تنفيذ منطقة الوصل Joints فللاسف الشديد كثير من المصممين يتركون ذلك للموقع في التنفيذ.  
ويأتي سؤال اخير لماذا كان الانهيار جزئي وليس كلي ؟؟  
الانهيار يكون في المنطقة الاضعف وهي كانت بالقرب من منطقة فرق عمق الحفر من الجهة اليمنى حيث يكون الضغط اكبر وعند حصول الانهيار الجزئي ادى ذلك الى انخفاض الضغط على كامل الجدار وخصوصا المنطقة التي بشكل Curve والقريبه جدا من منطقة المياه اما المناطق الاخرى فقد كانت مدعمة كما يظهر من الصور.  
وان شاء الله استكمل المشاركة في الطريقة التي تم فيها التنفيذ لحل هذه المشكلة.

### رزق حجاوي

استشاري الهندسة المدنية

استكمالا لتحليل اسباب انهيار الجدار الحاجز Diaphragm Wall فيعد تحليل اسباب الانهيار من وجهة النظر الخاصة اعود لبيان طريقة حل هذه المشكلة.  
فيعد استعراض الحلول الممكنة لطريقة تنفيذ الجدار الحاجز نجد ان افضل طريقة هي استخدام Steel Sheet Piles=SSP حيث يمكن تنفيذها في الاراضي الجافة وكذلك في المياه بدون اية مشاكل ودون الحاجة لتجفيف المياه قبل اء بالتنفيذ.

لذلك تم القرار بأن يتم استخدام SSP وتم احسب المراحل التالية

- استطلاع(تحري) موقع العمل investigation site of work

وذلك لتأكد من مدى الضرر الذي حصل في الجدار الحاجز وامكان الانهيار الذي حصل ، وذلك من خلال استخدام غطاسين Divers والتصوير تحت الماء ومن ثم تحليل الصور.





لاحظ البث المباشر للتصوير داخل الماء للكشف على الاضرار

- استخدام العوامة pontoon حيث تم وضع معدات تركيب SSP عليها .





- تركيب الجدار الحاجز لخارج مسار الجدار القديم على شكل حرف U مع عمل التدعيم له Supporting



!Error





تركيب sheet piles على شكل حرف u  
!Error



تدعيم جدار SSP ولي ثلاث مستويات

- تدعيم الجدار الخرسانة في منطقة الزاوية Corner وكذلك دعم SSP





- لاحظ الدعم U Sheet pile & Wall وعلى ثلاث مستويات (هذا الدعم لم يكن موجودا قبل الانهيار )
- زيادة عدد Tie Back للجدار الحاجز الذي لم ينهار .





زيادة عدد مرابط الربط Tie Back Rods

- استخدام موانع للتسرب لمرباط Water tight plugs for Tie Back Head



تسرب للمياه بعد حفر core للمرباط  
معالجة رأس المرباط وتثبيتته بحيث يكون كنتم لتسرب المياه

- منظر عام لموقع العمل بعد اجراء الاصلاح والدعم
- General View العمل كان تحت شبكة التدعيم حتى تم صب الرافف والتسويات حتى الوصول لانابيب التدعيم ومن ثم ازلتها .







لاحظ تركيب tower crane من خلال انابيب الدعم؟؟؟





لاحظ ان الجدار الحاجز مع الجار قد تم الحفر خلفه (البناء في ارض الجار ) لذلك يجب الانتباه عن التصميم في مثل هذه الحالات ان الدعم للجدران الاخرى يعتمد فقط على وزن وتثبيت الجدار بنفسه وليس التربة التي هي خلفه لانه ممكن ان تزال اثناء التنفيذ وقبل الانتهاء من الغاية التي انشأ لاجلها !!!؟

**Error**





هذا الاصلاح كلف الشركة المنفذة 40 مليون جنيه استرليني وتأخير 18 شهر الا ان الشركة قامت بتدراك هذا التأخير بنسبة كبيرة . والى اللقاء في مشاركة اخرى

## اطرح المشكلة التالية

**marwan dodo**

عضو

قصدت بطريقة رفع المقاطع ( Sections ) في الارتفاعات البرجية ( Tower Crane ) زيادة ارتفاع الرافعة البرجية مع زيادة ارتفاع البناء فمثلا لو كنا ننفذ برج بارتفاع عشرين طابق سيكون ارتفاع الرافعة محدود فقط لاربع او خمس طوابق ومن ثم عند وصول البرج لارتفاع قريب من منسوب ذراع الرافعة البرجية يتم زيادة ارتفاع الرافعة البرجية باضافة مقاطع اضافية لاربع او خمس طوابق اضافية مع تدعيم الرافعة بوصلها بالبناء بدعامات على الاغلب مقاطع معدنية. ارجو ان تكون قد وصلت الفكرة

**رزق حجاوي**

استشاري الهندسة المدنية

في الابنية البرجية Tower Buildings يستخدم الارتفاعات البرجية ذاتية الرفع Self Rising Tower Crane حيث ان ذلك يسهل عملية الرفع حيث لا نحتاج الى رافعة متحركة Mobile Crane عند الحاجة لزيادة الرفع من جكات هيدروليكية تكون مثبتة على الرافعة ويجب الانتباه عن الرفع ان يكون ذراع الرافعة Boom (Jib) للرافعة بشكل افقي لذلك يتم الرفع بحيث يكون هناك مقطع اخر محمول Section لعمل التوازن وحسب نوع الرافعة تكون المسافة الاولى ( بحدود 30 م ) تعمل بشكل حر Free Cantilever اي بشكل كابولي اي لا نحتاج الى تثبيتها بالمبنى ام بعد هذا الارتفاع واليك الشرح بالفيديو

[http://www.youtube.com/watch?v=5eEV0\\_9IVU4](http://www.youtube.com/watch?v=5eEV0_9IVU4)



The climbing unit - Watch the decreasing gap between the top of the climbing unit and the next tower segment as the climbing unit descends



See the top of the lower segment is about even with the lower "K" on the extracted tower segment.



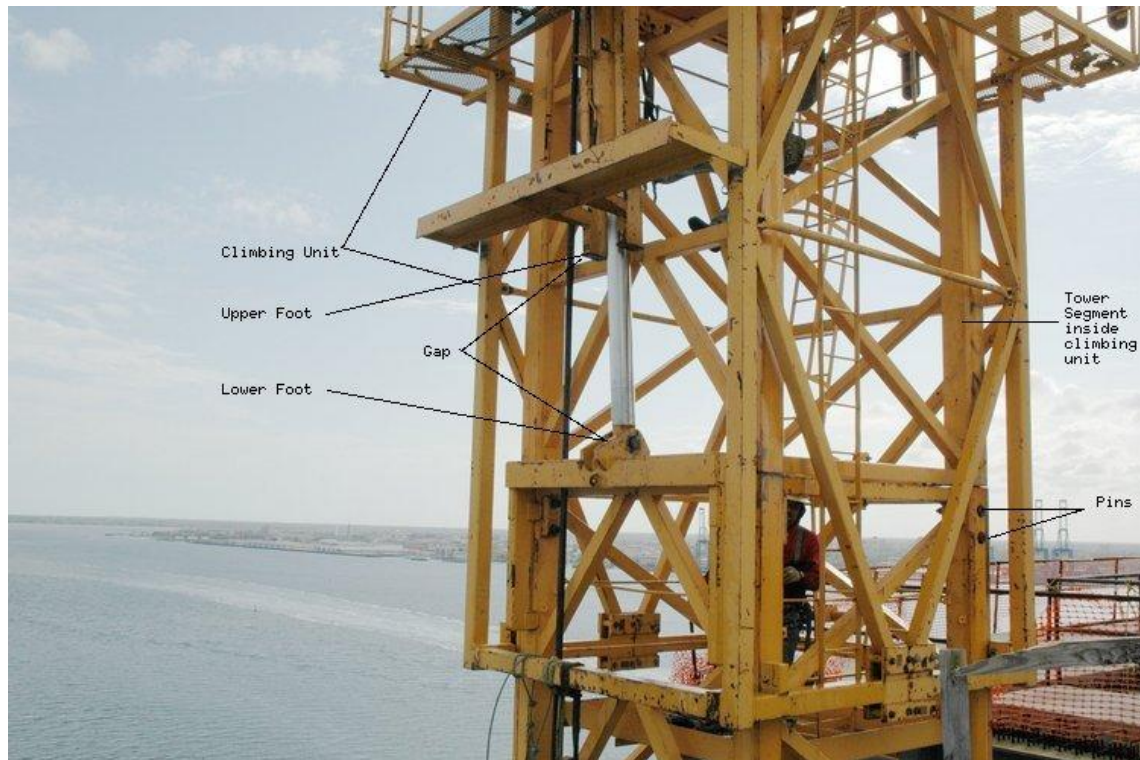
Now the top of the lower segment is about 6 feet below the turrett.



And finally, the climbing unit has finished this cycle.







Above, the upper foot is even with the horizontal brace of the sideways K. After a little descending action (below), the upper foot is about 6 inches below the horizontal brace of the sideways K.



Here you can see the lower foot resting on the inner horizontal brace

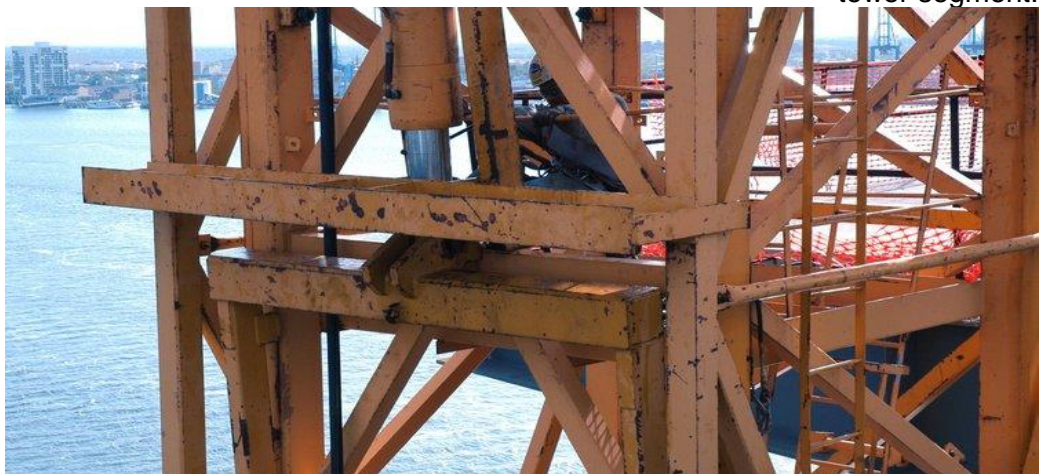




And here, after a little more descending action, the upper foot is almost in position to transfer support from the hydraulic jack foot (lower) to the upper foot.



Here you can see the lower foot as it is being pushed off the internal horizontal brace - ready to descend another 5 feet. Click the image for the full resolution. You can see that the lower foot has dropped a few inches below the horizontal brace on the inner tower segment.



Here you can clearly see the climbing unit's hydraulic jack as well as the cafe-within-the-big-blue-lunch box.





لاحظ عملية ربط الرافعة البرجية بالمبنى حيث يكون الربط على شكل U or V

## اطرح المشكلة التالية

رزق حجاوي  
استشاري الهندسة المدنية

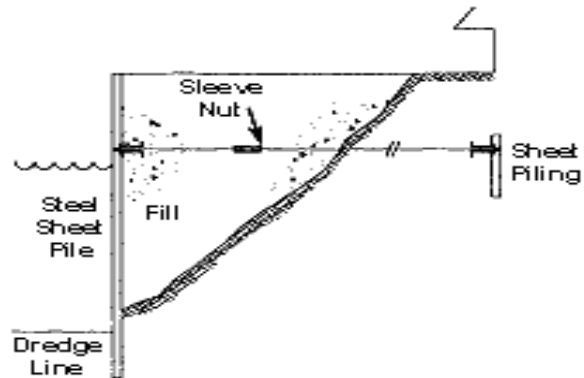
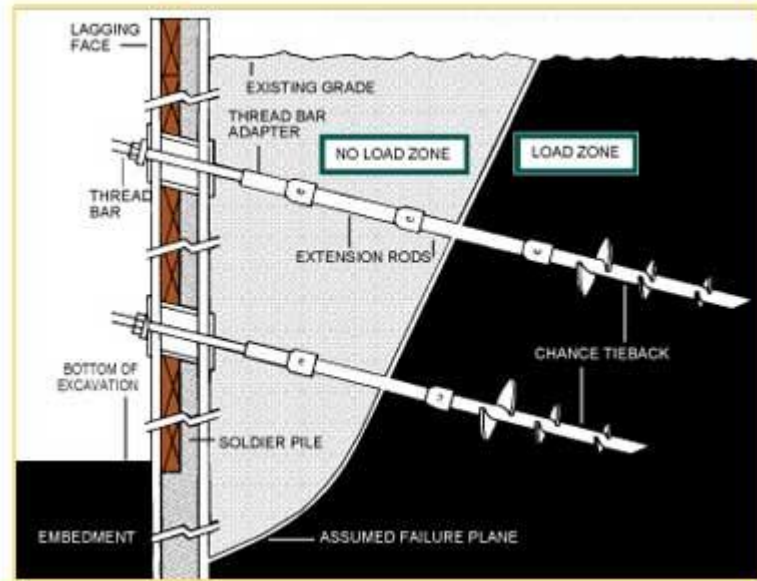
اقتباس:

المشاركة الأصلية كتبت بواسطة maher-mohamed

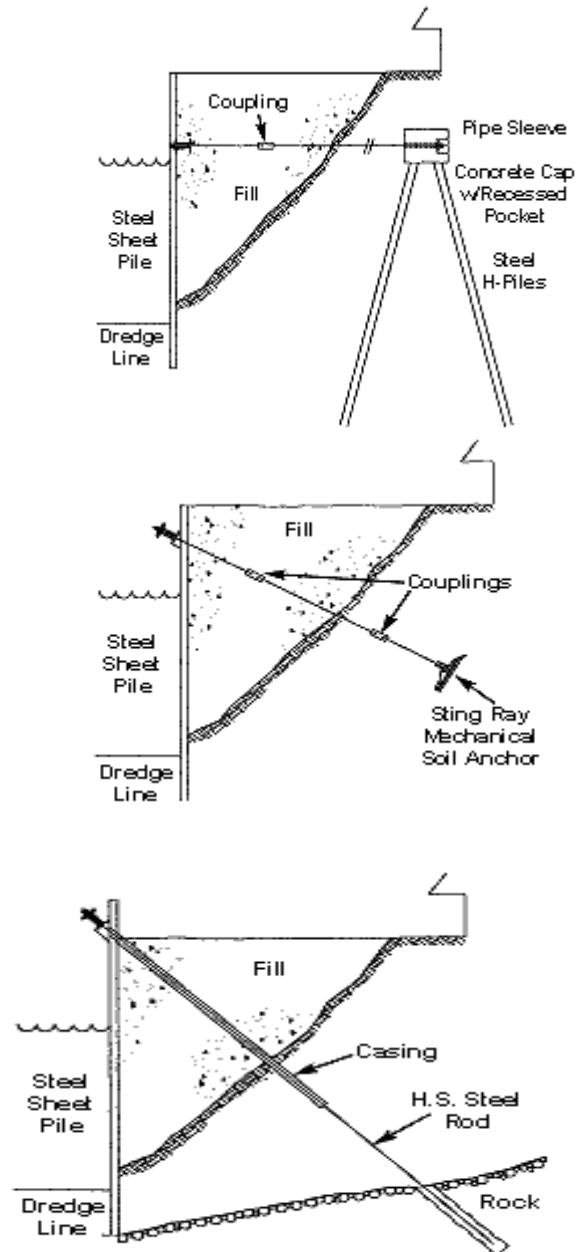
اخى الكريم السلام عليكم ورحمه الله  
هو كذلك ارجو توضيح الاوتاد كيفية التنفيذ والتأكد من كفاءتها حتى لا يحدث مثل ما حدث فى الموضوع الذى تكرمت  
بطرحه فى انهيار الديفرام وشكرا لك على كرمك ونفعك لنا

عند تنفيذ الجدران الساندة سواء الاوتاد المتداخلة secant piles او الحاجز الساند diaphragm wall يجب التأكد مما يلي اثناء التنفيذ

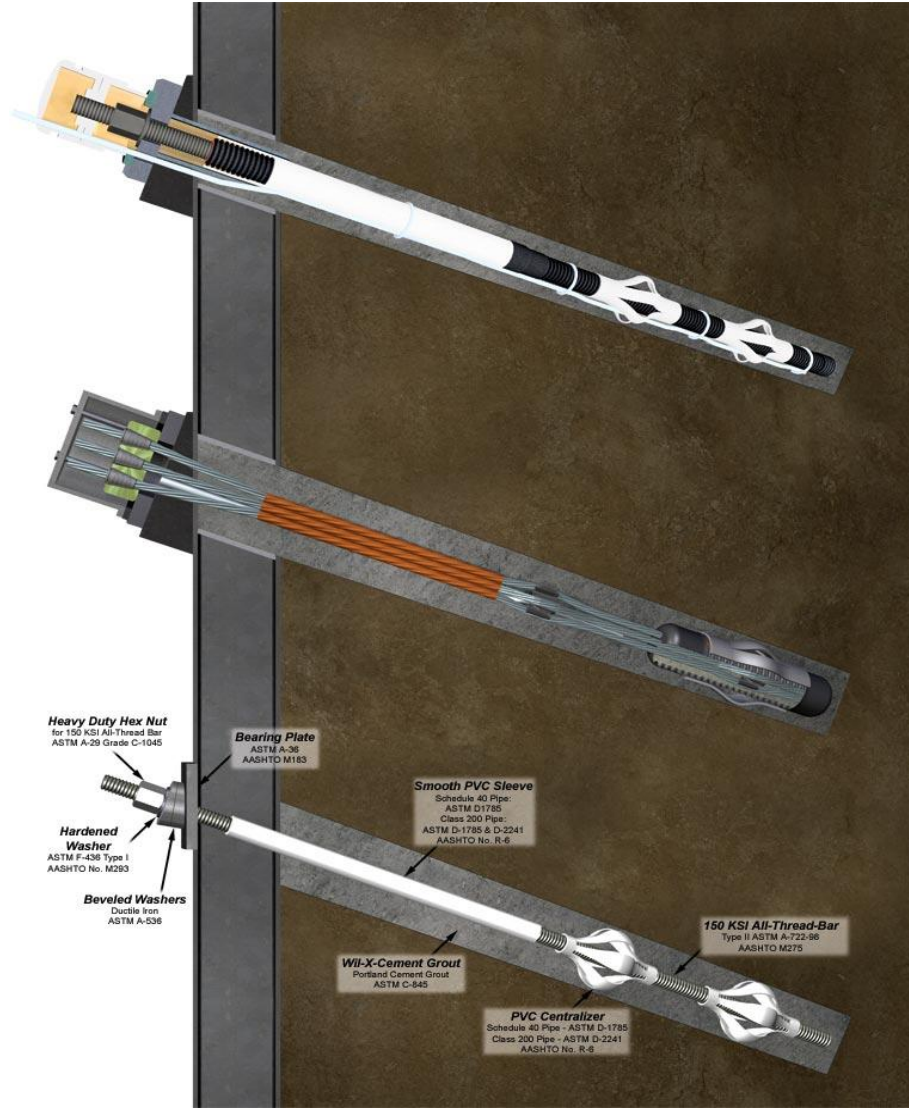
- تنفيذ الاوتاد او الجدار الحاجز للعمق المطلوب حسب المخططات التصميمية واي تعديل عليها يجب الرجوع للمصمم.
- التأكد من قوة الخرسانة وحديد التسليح او مادة الحقن grout اثناء التنفيذ وانها حسب المواصفات المطلوبة وذلك باخذ عينات من الخرسانة وحديد التسليح rodes وعمل خطة تصميمية.
- في البداية يجب تنفيذ المراتب الخلفية tie back rodes في منطقة خارج منحني الانهيار وعلى المستوى level والتباعد spacing والعمق depth كما في الشكل







- هناك العديد من انواع المرباط الحلفية tie back rodes وعلى سبيل المثال



• عمل فحص السحب للمرابط pulled out test for tie back rods وذلك بمقدار 1.5 مره قوة الشد التصميمية one & half time of tensile design load

وذلك باستخدام معدات خاصة ( منها من يقيس قوة الشد مباشرة ومنها من يقيس اجهاد الشد المطلوب وتكون هناك جداول يتم فيها تحويل اجهاد الشد الى قوة شد).



حيث يتم اجراء هذا الفحص لنسبة من tie rode

## اطرح المشكلة التالية

**maher-mohamed**

عضو فعال

ما هي انسب طريقة لتكسير جزء من ( رأس ) الاعمدة بعد صبها للدور الارضى (صالة رياضية تحت الانشاء ) بمقدار 30سم لضرورة تخفيض المنسوب حيث انها تم صبها زيادة عن الارتفاع المطلوب وهي سوف تحمل مدرج ولك الشكر

**رزق حجاوي**

استشاري الهندسة المدنية

لتكسير الخرسانة الارتفاع الزائد لخرسانة الاعمدة يجب اتباع الخطوات التالية

1. تحديد ارتفاع العمود المطلوب .
  2. وضع علام (مؤشر remark) لمنسوب العمود وعلى كامل المحيط .
  3. قص الخرسانة في مستوى العلام بواسطة صاروخ القص cutter machine ولعمق 2سم.(بهذه الطريقة نضمن سطح مستوي عند مستوى التكسير )وبهذا الطريقة نضمن تكسير في المستوى الافقي للاوجه الخارجية للعمود horizontal fracture
  4. تكسير الخرسانة من الاعلى للأسفل باستخدام
    - الطرق اليدوية (مطرقة وازميل ) .
    - استخدام الجك (الذي يعمل بالهواء )
    - جك التكسير ( ه يتي ) الكهربائيوالتكسير يتم حتى المنسوب الذي تم تحديده.
- وافضل من الناحية الشخصية استخدام الطرق اليدوية لانها اقل ضررا.

## اطرح المشكلة التالية

**رزق حجاوي**

استشاري الهندسة المدنية

القياس:

المشاركة الأصلية كتبت بواسطة القلمون ➤  
رجاء أفيوني بسرعة الأسقف المائلة (القرميدي)من البيتون المسلح و الهوردي كيف يتم حسابها و تفصيلات انشاءها وكسوتها من الخارج من القرميد





**بخصوص الاسقف المائلة من القرميد Clay tiles يتم تنفيذ ذلك باحدى الطرق التالية :**

- بناء السقف باي نوع من انواع الاسقف (بلاطة مصمته solid slab ، هوردي Horde او اي نوع اخر ) ومن ثم يتم عمل جمالون =جائز شبكي Truss فوق السقف من الخشب (وهو الشائع في اوربا وامريكا بسبب توفر الخشب ) او من المعدن Sheet Angles ومن ثم تركيب قطع القرميد حيث يتم تصميم الاسقف على حمولة الرياح والتلوج حسب الكود اما الاحمال الحية فتكون 100 كغم/م<sup>2</sup> وهذه الطريقة من التنفيذ تسمح بفك القرميد ومن ثم اعادة التركيب في حالة الرغبة بزيادة الطوابق.



**wood truss roof**



( Metal Truss Roof الجملون فقط المقصود هنا وليس البناء بالكامل من المعدن )

- بناء السقف الخرساني بشكل مائل ومن ثم تركيب القرميد عليه (يتم تثبيت عوارض خشبية على السقف مباشرة ومن ثم تركيب القرميد ) ولا افضل مثل هذه الطريقة من التنفيذ لانها تعني عدم القدرة على زيادة ارتفاع البناء في المستقبل الا بعد تكسير السقف.

ولمزيد من التفصيل اليك هذا البحث

<http://www.abouthomes.info/files/ICBO.pdf>

[http://www.clayroof.co.uk/educational\\_guides/plain.pdf](http://www.clayroof.co.uk/educational_guides/plain.pdf)

## اطرح المشكلة التالية

**رزق حجاوي**

إستشاري الهندسة المدنية

ا قدم لكم مشاركة بخصوص طريقة اضافة بلكونة (شرفة) (المبنى خشبي قائم وبالتفصيل وبدون اي تعليق ؟؟؟؟



43-Foot Elevated Observation & Entertaining Trex Deck

In another POST we had constructed a smaller, Master Bedroom Trex Deck. On this same home we are building a higher, longer Observation & Entertaining Deck. Since it is directly outside of the new Great Room, this amazing NEW OUTSIDE SPACE will be perfect for entertaining.

It will extend the inside of the home to the out-of-doors. Moreover, it will allow the owners to take advantage of some fantastic views: an amazing, cost-effective home improvement - time to plan some summer dinner parties!

[continued...](#)

The new 43-foot deck will be attached to the second story of the home and protrude six feet into the tree tops supported by five new steel columns. Three of the steel columns are what are called "Deep Pole Columns." That means that the 6-inch diameter steel columns will be embedded "deeply" into almost 5-feet of steel-reinforced, concrete in undisturbed soil. The remaining two columns are more traditional columns that will have welded "Base Plates" and be attached by bolts to a standard 16-inch deep "Pad Footing."



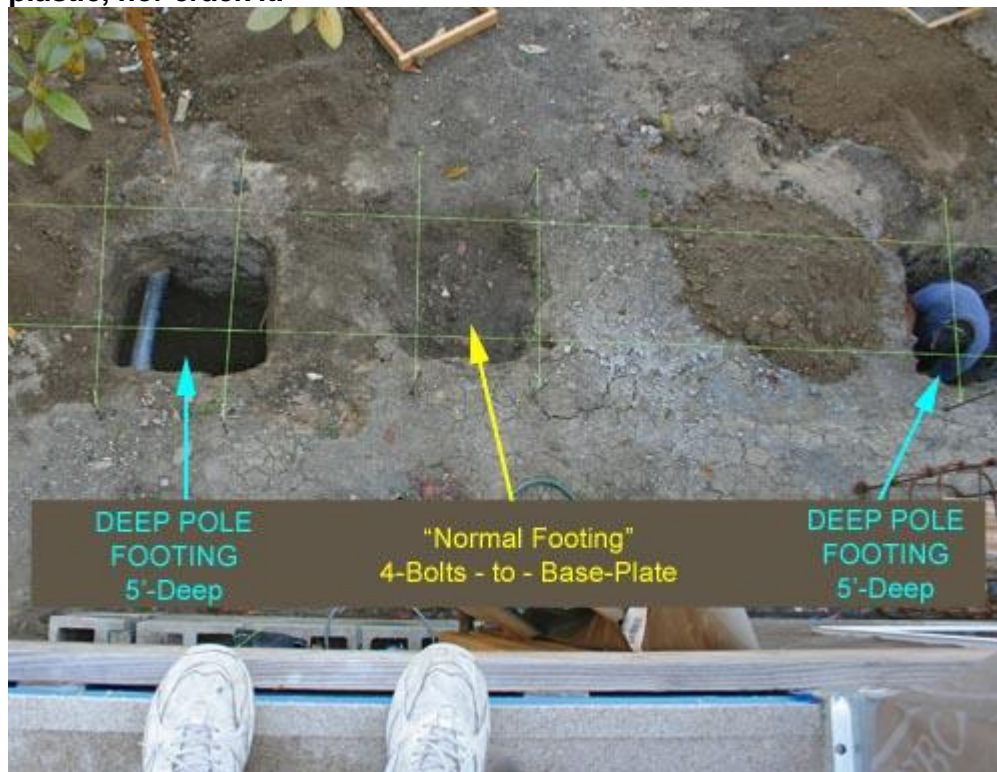


We are hand-digging the five footings. Three holes will be 5-feet deep and 30-inches square, the other two holes will be 16-inches deep and 30-inches square.





A 4-inch ABS sewer pipe is going through one of the footings. We will have to wrap it with protective wrap so that the concrete does not interact with the plastic, nor crack it.



A hole 2'-6" x 2'-6" square and 5'-0" deep will require more concrete than one might think. 31 cubic feet. A cubic foot of concrete weighs 150 pounds. That means that EACH of the three "Deep Pole Footings" will weigh in at a hefty 4,650 pounds! That's almost 2.5 tons of ballast. The deck will not be tipping over - even in a 7.2 earthquake...



Like many hillside homes, the actual distance between the ground and a second



story is more than the typical 8-10 feet. Our deck will be 15-feet in the air. The deck will reach into the tree tops of three California Avocado Trees. Want to make some Guacamole? Just reach over the deck rail!







**Digging FOOTINGS for  
OBSERVATION  
&  
ENTERTAINING DECK**

The soil is clay on top of bedrock. Hard digging and a terrific foundation medium.





Concrete footings should extend 6 to 8 inches above the surrounding soil. We are constructing lumber and plywood forms to make for good-looking, finished concrete footings. We have set brightly-colored mason strings parallel to the home's foundation so that our forms will be super-accurate relative to the home.



We want the finished concrete Column Footings to be in perfect alignment & uniform height...

Though the ground is sloped, our wooden concrete forms are perfectly level - one with another. When completed, the five concrete footings will be exactly the same height. We will then grade the surrounding soil to match...

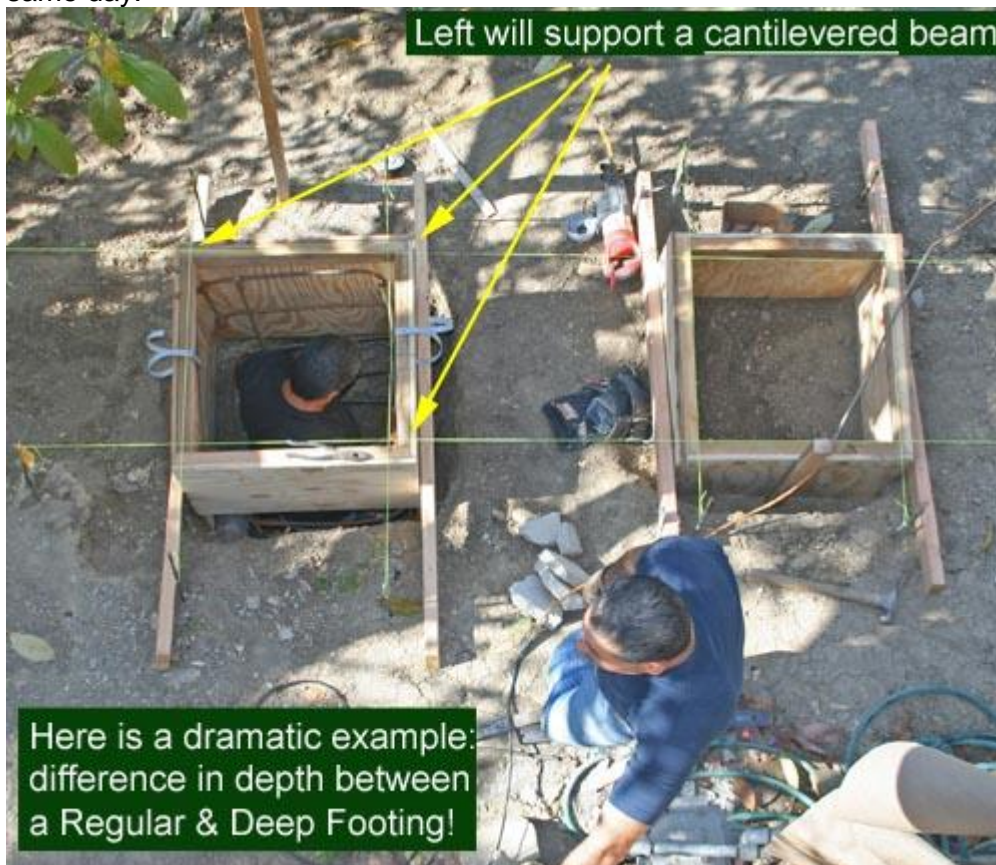


Our last Deep Pole Footing will rise above the ground higher than all the other four because the soil slopes down the lowest here.





City inspection is next Tuesday. We will pour concrete in 2 of the 5 forms on the same day.







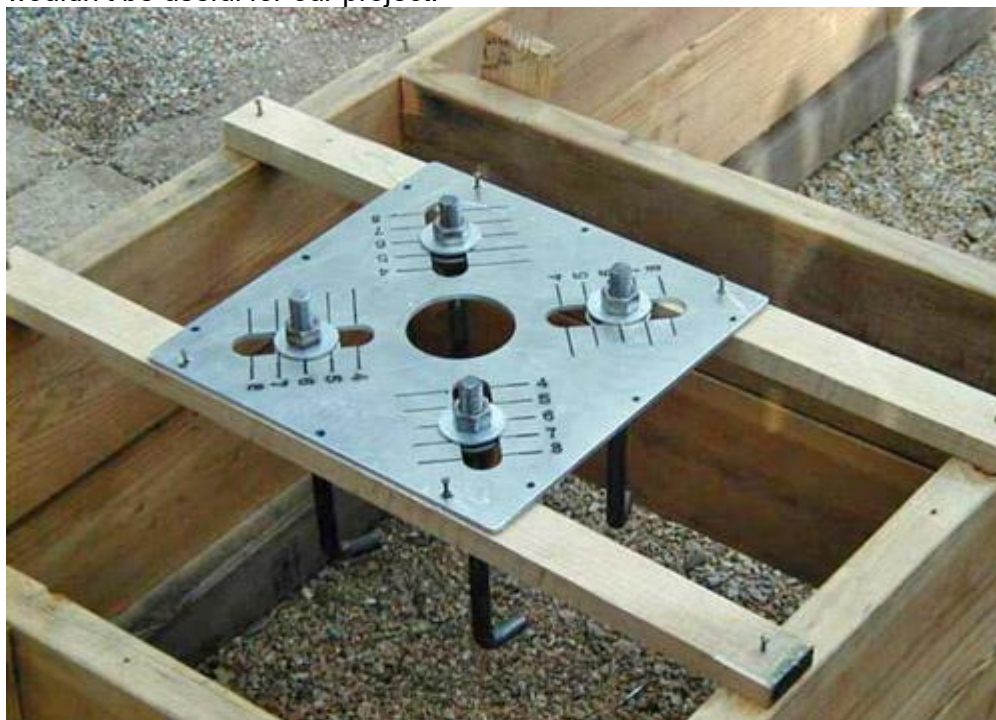
To make certain that the FOUR  $\frac{3}{4}$ " x 12" long "J-Bolts" that we cast into the concrete footings will align-perfectly with the Base Plate of the new, welded Deck Columns, we want to make up a Base Plate Template to hold the bolts securely in place as the concrete is poured. Here we made up a  $\frac{1}{8}$ "-Steel 12x12 Base Plate Template to hold-securely the anchor bolts.





This 12" x 12" 1/8"-Thick Steel "template" will hold the 3/4" x 12" Anchor Bolts in PERFECT-ALIGNMENT in the concrete - and then removed...

If you don't want to make your own Base Plate Template using a lighter-gauge steel - or even plywood - there are some companies that sell pre-made, adjustable templates for about \$15 each + shipping. Here is one. It only goes to 9" x 9" - so it wouldn't be useful for our project.





We have purposefully left all of the available-thread on the anchor bolts protruding above the concrete so that we can use nuts and washers UNDER and ON-TOP of the Base Plate. This way, we can precisely “dial-in” the column. As you drive around your city - look closely at the base plates of any traffic signal standards - you will see this exact same procedure - all across the U.S.



The “Deep Footing” is just that... The 6-Inch Steel Column will be embedded directly into the 4,650 pounds of concrete. The more traditional Steel Column will have a Base Plate welded to the bottom of its 6-Inch Steel Column and will be bolted to the standard concrete Pad Footing in the foreground of the photo.





Well, its time to pour 2 of the 5 footings.



The driveway here is very steep and ready-mix concrete is out of the question. So we mix on-site.





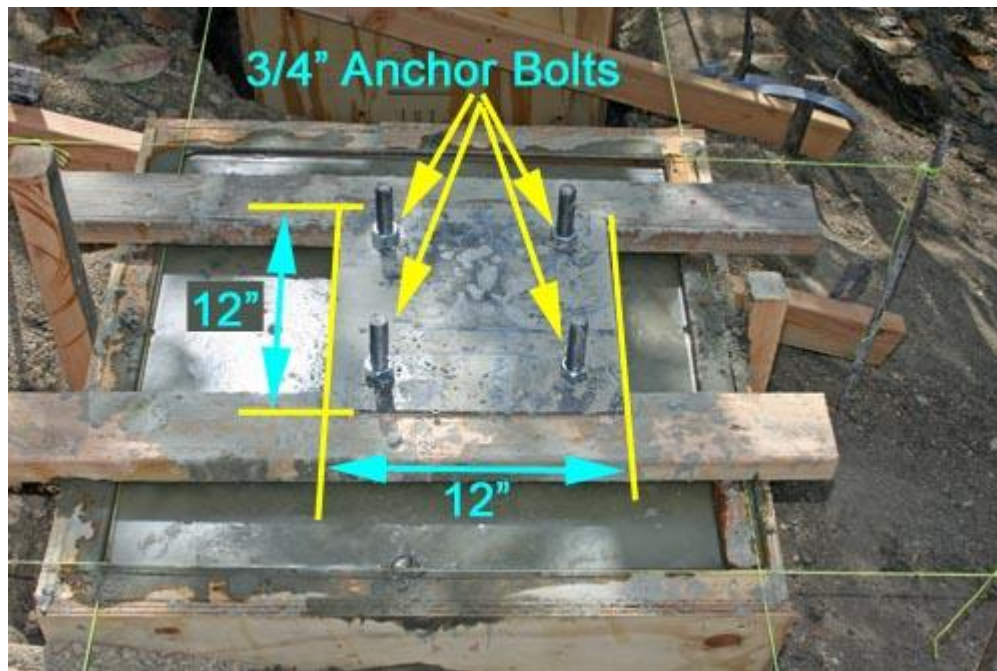
We are pouring the smallish Pad Footings today. We will set those “Base Plate” columns first. Then we will set the main deck beams that they will support. With just two of the five columns holding up the main deck beams, we will then bolt the Deep Pole Columns to the main deck beam to hold them - *dangling* - hanging from the partially-supported beams - loosely inside of their wooden forms. Then we will pour 2.5 tons of concrete around each one of them...







Tomorrow we will remove the wooden forms and the 12" x 12" steel templates that secured the anchor bolts in perfect alignment.



We've removed the 2x4's so that we can finish and edge the curing concrete. Be careful to wait until the concrete stiffens - or your bolts and template may sink or sag out of alignment. Sticking a nail or a finger into the concrete is a simple test...



Since we had some extra concrete today we poured 3-4 inches into the Deep Pole Footings so that we could secure our rebar and eliminate the need to suspend it. See the plastic pipe tape holding the "rebar-baskets" in suspension in the photo below? We can remove those two straps which will make it much easier next week when we pour those humongous footings and want to finish the surface and put a beveled edge on the concrete's perimeter.





Off to the steel fabricator. Here we have cut 21-foot lengths of 6-Inch diameter steel pipe to length. Then we fabricate a Beam Saddle of 1/4-Inch Steel and a Base Plate of 3/4-Inch Plate. We will return Saturday morning to pick up some or all of our remaining columns.





We removed the plywood concrete forms on the two pad footings. We will place the two Base-Plate Steel Columns Saturday as well. Then we will place our 8" x 8" Deck Beams in the saddles of these steel columns. You can see how the Deep Pole Footing is in-between the two completed footings... We will bolt the Deep Pole Column to the suspended beam and allow it to "dangle" in that 5-foot deep hole. We will align it with a level and secure it from shifting then pour the 4,650-pounds of concrete around and below it.



We will remove the 1/8-inch steel template before we gingerly place the heavy columns onto the four bolts.



Our deck will be approximately 42-feet in length. The center-most column is not exactly centered at 21-feet. We have purchased two 8" x 8" Rough Sawn Douglas Fir Beams - one of the beams is 20 feet long, and the other is 26 feet long. We will trim them precisely to length as we place them. Here is the "tiny 20-footer." Tomorrow the 26-footer and more 6x6 Deck Rafters.



Today we arrived at Ganahl Lumber in the seven o'clock hour to pick up our 26-foot Deck Beam and more deck rafters. You wonder: "Why wouldn't handsome, obvious professionals like these guys have the lumber delivered?" Thanks for that! Two reasons. If you purchase your client's lumber for them, you are able to "hand-pick" the best, straightest lumber. Have it delivered - they might bring you stuff you'd never want to see. B.T.W. - Ganahl Lumber is usually an exception to this - what customer service! The second reason is the long, narrow, curvy, steep driveways that most La Habra Heights homes have - a big lumber truck would not have an easy delivery.





Reason #2! See this driveway? This is the straight, not-so-steep section...



The Ford "Tonka Truck" did not roll over - though it worried us for a while. The little truck that could...



After the lumber delivery, we rushed to the steel fabricator about 9 a.m. on this Saturday morning as they only work a half day. We load up some more heavy Steel Columns and take them back to the job site.





Everything is heavy today! We just can't get a break.



While I'm lifting the heavy Canon Digital SLR, the remaining boys are moving the 500# column up to the pad footings we completed a few days ago.



This deck better see a lot of use!



I couldn't help but picture the famous Iwo Jima Picture.









RenovateMySpace.com

It is in place and now must be lifted up and delicately lowered on the precisely-placed 3/4-inch anchor bolts - delicately so we do not mangle the threads.



Almost there. DIY folks - you will likely have the base plate centered over 3 of the 4 bolts. Rather than hitting the bolts with a hammer, get a big sledge hammer and "gently" tap the edge of the thick 3/4-inch base plate. It will be easier than you fear.





Both columns required a couple of sledge hammer "taps" and settled down on the bolts. We are hand-tightening the nuts - but we need to check for height and level and adjust some of the 12 nuts. Remember, use two (2) nuts on the top and cinch them against each other to lock them in place.





**These beams are no fun to move about.**



Six men were able to hoist the heavy beam up using ropes while standing on scaffolding. The beam is approximately 12-15 feet from the ground (depending where you measure).

Note the "DEEP POLE FOOTING" between the "PAD FOOTINGS?" Now we can bolt the Deep Pole Column to the beam which will suspend it inside of that deep hole. Then all we have to do is check for level - and secure it "level" as we fill the footing with 4,650 pounds of concrete.





Here is another of the three (3) Deep Pole Footings.











Today we began to set the first 26-feet of 6x6 Deck Rafters. These could be spaced 24-inches on center, but we always want to be ultra-conservative so we placed them at 16-Inches on center.





The Simpson Hangers are fastened to the 2x12 Ledger using 16D galvanized nails. The 6x6 Deck Rafters are secured in these hangers on the house side. On the beam side, the Deck Rafters are sitting atop of the 8x8 Deck Beam. The Deck Rafters are then securely blocked using 4x6 blocking set flush with the outside edge of the 8x8 Deck Beam.



The Inverted Simpson Hangers are much “cleaner” looking than the traditional flange style. Anytime you are build “Open-Framed” structures it is better to be cognizant of the cosmetics...





We don't need the scaffolding any longer -so we will disassemble it tomorrow and set it up where we can use it to assist us in stuccoing the house.





A closer look.

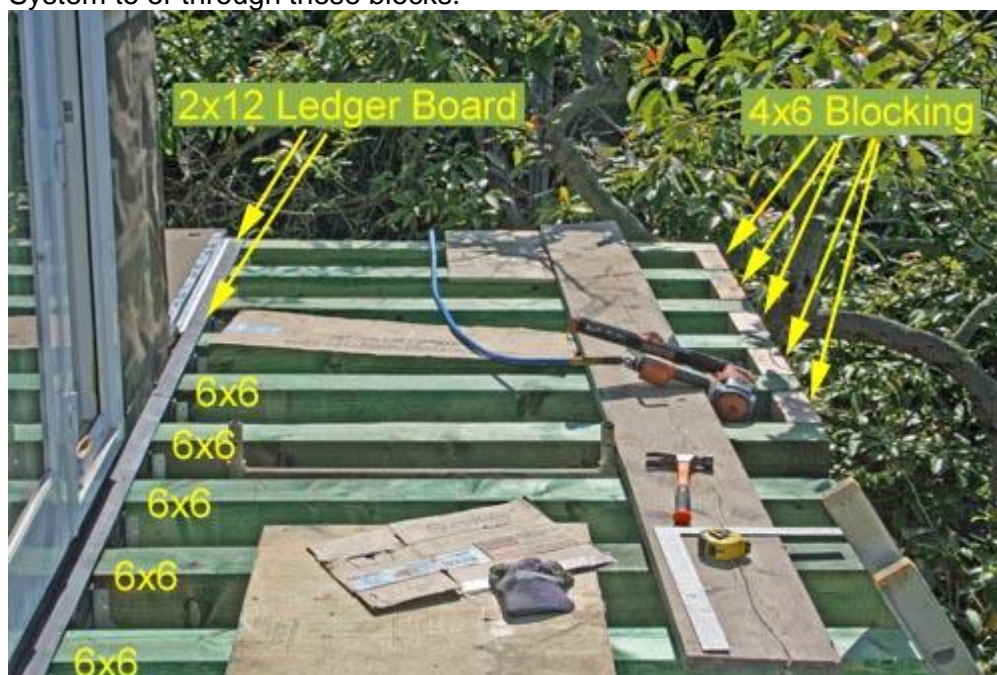




Here is a view from the top. We are shooting 16D Galvanized nails at a 45-degree angle into the 4x6 Blocking and securing it to the 6x6 Deck Rafters.



We will better-secure the blocking using some Simpson A-34's or A-35's. Why do we want the blocking so overly-secure? Because we will likely bolt a Deck Safety Rail System to or through these blocks.





We treated the 4x6 blocking on the bottom and the just-cut ends with Jasco Preservative - but we left some uncoated so the blocks can be handled. We will paint it all tomorrow.

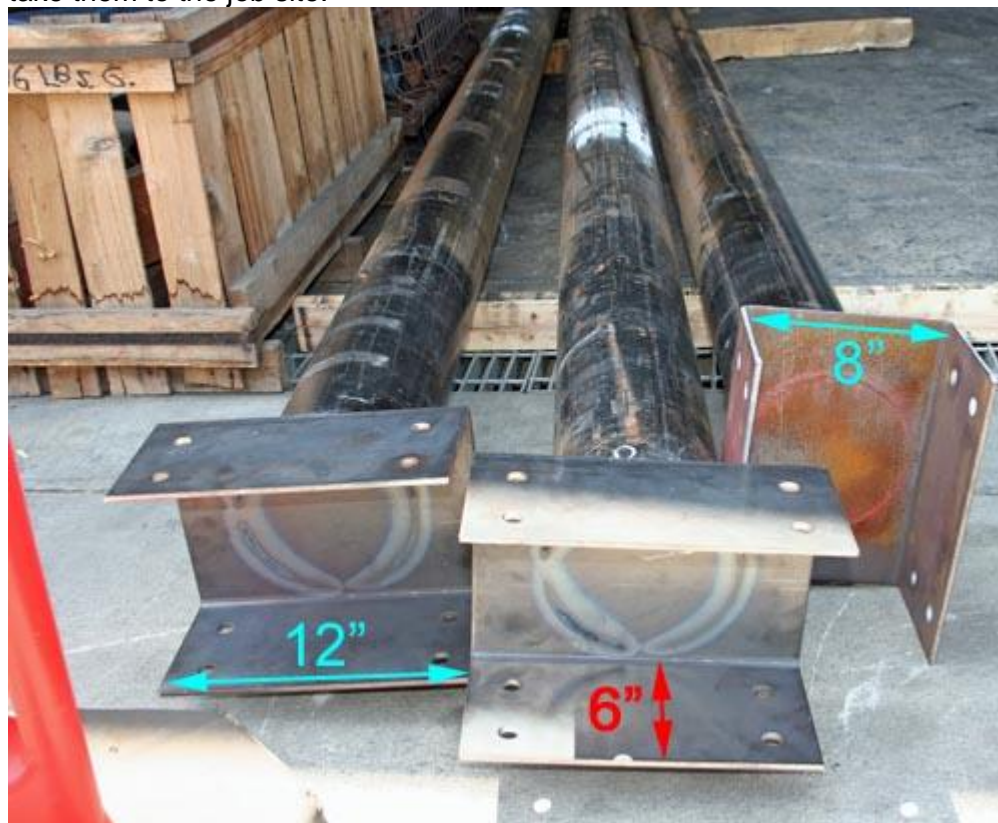


Today, while the Deck Rafters and Blocking was being installed at the job-site, I inspected and paid for a 10" x 12" x 28' Rough Sawn Beam for the last deck we will build (next week) and visited the Steel Fabrication Shop where I inspected and paid for the final 3 steel columns (below).





We will pick up these wood beams and steel columns early tomorrow morning and take them to the job site.





## **15-Foot Deep Pole Columns...**

Each of the 3 Deep Pole Columns will need 4,650 pounds of concrete. We have to use bagged products - and that's 4 pallets so we had it delivered to save wear and tear on our vehicles.





So we have the concrete and we are ready to pour two of the three footings tomorrow morning.



The columns were literally man-handled into place.





It takes 4 men -minimum- to safely get the heavy columns up and into the footing forms without damaging them or knocking them out of square and level.



To keep the columns perfectly level - since they are “dangling” in the forms - we secure them in place with scraps of wood.



Hardened concrete will bond with any form surface, whether it is made of lumber, plywood, iron, steel, etc. Release agents, applied to the forms, are materials that permit the clean release of the partially hardened concrete from the form. You can buy upwards of 400 different concrete form releases - if you are in the concrete business, or for the rest of us you can make your own with simple soap. Soaps are surfactants and work really well on small projects.





Get some SOAP

We were limited to some liquid dish soap - but the better choice would be a dry soap powder (Dishwasher or Laundry Soap) - make a strong, pasty solution and work it into the wood.





## Soaping up the Concrete Forms.

We started at 7 a.m. in case we need time to allow the concrete to set sufficiently that we can edge the footings and hand trowel the top surface with a steel trowel finish.



Most DIY folks will not have a concrete vibrator. You can rent one for about \$40 or you can tap the sides of the plywood forms with a hammer. You want the wet concrete to vibrate into all of the nooks and crannies of the forms. You are also eliminating most of the air bubbles that will otherwise linger against the plywood causing a poor finished "look."



It is the next day and as 3 of us add 20-feet to the deck and another deep pole column, we have a forth man remove the forms.





Even with a homemade soap release agent, forms are always a bit difficult to break apart.



Here is a view of our new “Deep Pole Footings” and the previously-poured “Standard Pad Footings” that have the anchor bolts.





You can see the rest of us about 25 feet down extending this nifty Observation Deck to its planned 42-foot length.



Here's a good view of the stout 6-Inch steel columns; the 6×6 "treated" deck rafters; the Simpson Inverted Hangers and the overall view of the deck "coming together."







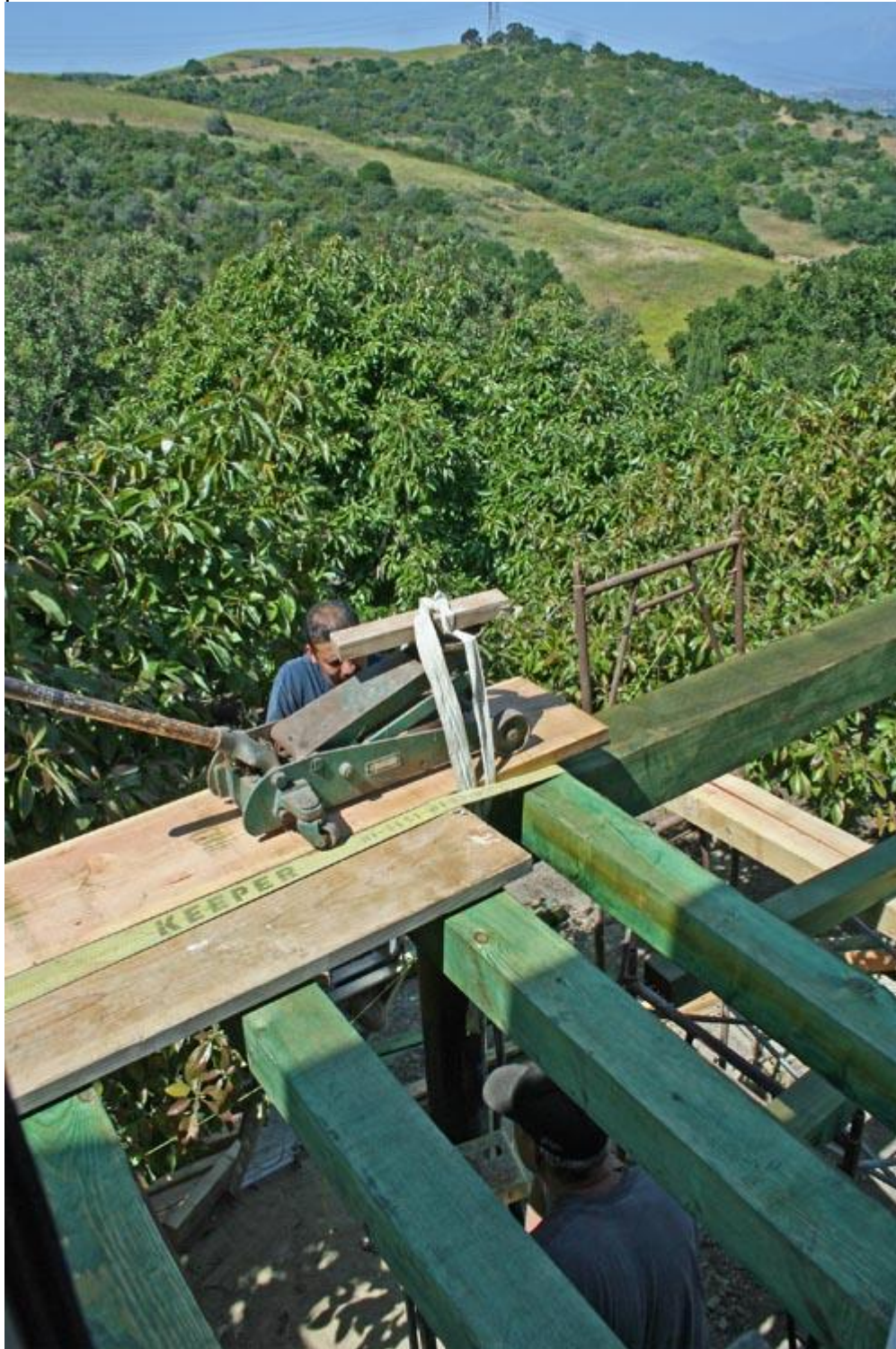
It's Saturday and we are working a half day. We have one last "Deep Pole Column" to bolt to the 8x8 Deck Beam. We will pour the last 2.5 tons of concrete around it Monday morning.



We use all manner of hydraulic tools, ropes, ratcheting straps - whatever is useful and convenient - to pull the 500-pound columns up tight and snug as we drill the bolt



holes in the beam. Then we insert four 5/8-inch x 10-inch bolts to hold the column in place.



Using an aluminum Speed Square is very useful when you want to be certain that a long drill bit will penetrate the beam squarely and accurately in each and every direction.





Here's another illustrative view of the underside of this long and high deck.





Once the deck is completed, we will have a terrific work surface to complete our new stucco.



We have about 20 feet of remaining deck to assemble. Our 12-Inch Saw will not cut through the 6x6 lumber without flipping the lumber over and making two passes.



As a recap, we are securing the 6x6 deck rafters to the house with Simpson Hangers. On the other side, the deck rafters are perched on top of the deck's 8x8 main beam. The rafters are securely-blocked using short, precisely-cut 4x6 blocks. After the blocks are nailed in place with 16-D galvanized nails, we nail a Simpson A-35 Angle to each side of the 6x6 Deck Rafter to secure it to the 8x8 beam they sit upon.

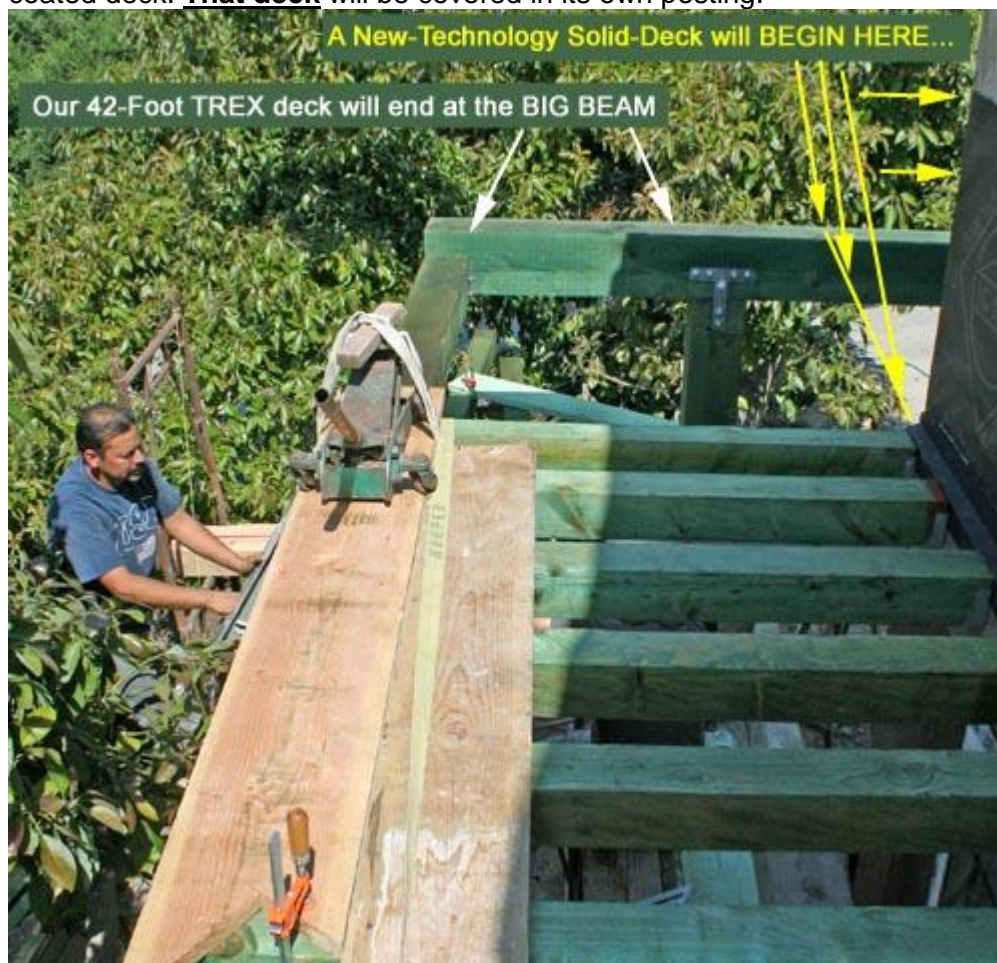


Here is a closer view.





Below is the final section of our 42-Foot Long Trex Deck. We will turn the corner of the house and change deck systems to a water-tight, solid-surface, polyurethane-coated deck. **That deck** will be covered in its own posting.



Today we are installing a 2" x 4" Factory-Painted, Charcoal Drip Edge Metal - a metal used on roofs - to protect the top, flat surface of our deck rafters. ALL **WOOD** will rot



- and the process begins on the top.



When deck boards are on top of unprotected wood - here in California a wood fungus will often take hold. You cannot sell a home with active fungus - so its best to prevent it in the first place...



Where these metal pieces overlap we seal them, one-to-another, with a bead of



polyurethane roof flashing caulk.



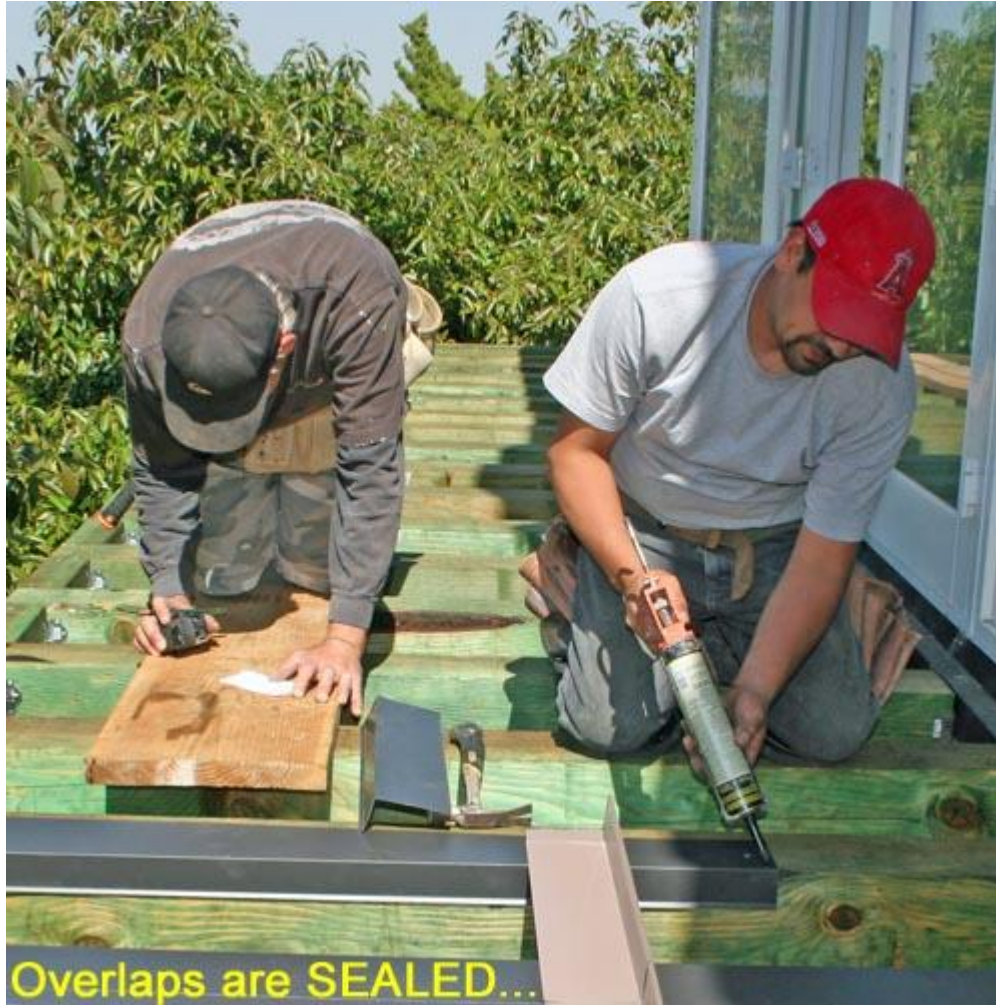
All of the overlaps are sealed - if you are wondering about that “fish-mouth” on the one deck beam, we came back within minutes and added more galvanized nails to close such openings.





The caulking will be dry to the touch tomorrow - and that is when we are going to

install the TREX Deck boards.



This morning we are installing the TREX. We have decided to “frame” the deck with a picture frame of Trex mitered 45-degrees at the corners and fill in the resulting rectangle. Our gaps on this deck will be about a 1/4-inch. High Heels should be discouraged on Trex-type decks as gaps between the planks are mandatory.





These boards are called 5/4 and are approximately 1-inch thick - as compared to the thicker 2x materials. We are securing the deck boards using factory-coated, 8 x 2-1/2" square-drive, deck screws.

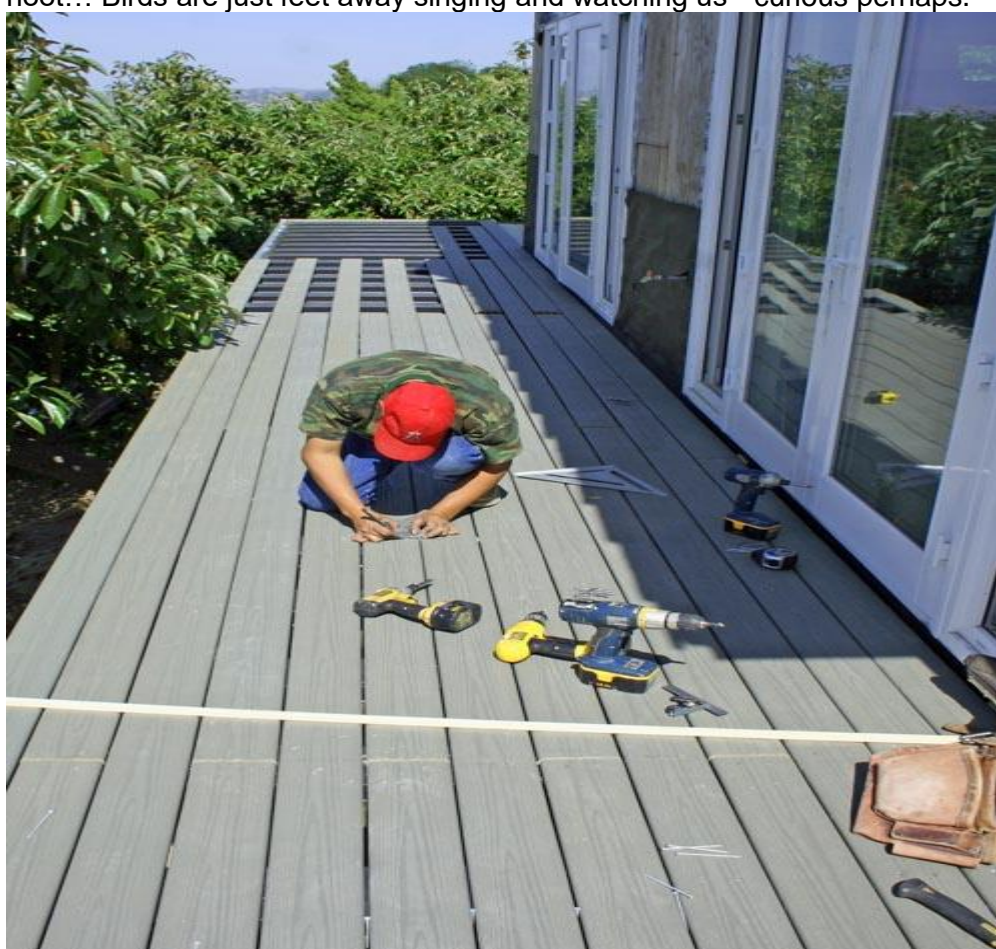




The deck measures 6' x 43' long.

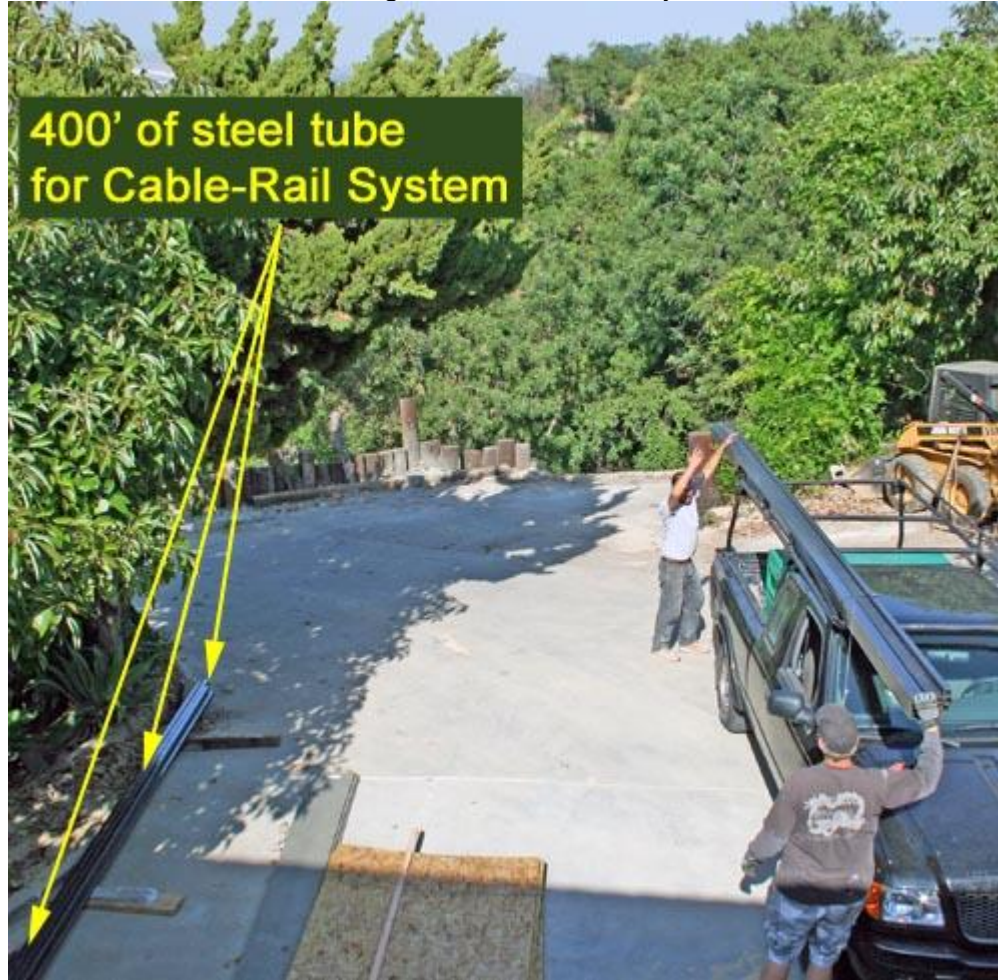


Its a beautiful Saturday in May and the deck is making walking in the treetops a real hoot... Birds are just feet away singing and watching us - curious perhaps.





Next week we start fabricating our own cable-rail system.



**NOTE:** I will post more pictures as this CURRENT PROJECT progresses - almost daily

## اطرح المشكلة التالية

**A.Bozan**

عضو متميز

طامعا بكرمك يا بشمهندس لي عندك استفسارين  
لنفرض اننا نقوم بعمل تصميم لبلاطة فطرية flat slab لمبنى متعدد الطوابق وفي نهاية هذه السلاب يوجد ظفر ( الملف  
المرفق اوتو كاد موضح فيه الاستفسارين)

**السؤال هو:**

للتغلب على حمولات القواطع الخارجية ( التي هي بطرف الظفر ) قمت في البداية بوضعه مباشرة على البلاطة فنتج لدي  
سهم كبير

لذلك قررت وضع جانز تحت هذه الحمولات بحيث يستند هذا الجانز لcantliver beams

ولكن بالبرنامج ( safe ) بالنسبة للسهم فأعطاني سهم كبير أيضا

اذ ان البرنامج واثناء الدراسة للبلاطات لا يتعامل مع الجوائز على انها مساند مطلقة الصلابة  
فقمت بدراسة الجانز ( الحامل للقواطع الخارجي ) الذي أريد ان يتحمل حمولات القاطع الخارجي خارج البرنامج وحملت  
ال cantliver beams حمولته كأحمال مركزة

أما البلاطة فدرستها بدون وجود احمال القواطع..... **ما رأيك ؟**

**أما الاستفسار الثاني فهو بخصوص التفصيلات:**

هل طول التثبيت للظفر داخل العمود هو نفسه طول التثبيت للعناصر المشدودة ومن أين يبدأ قياسه  
هل يجوز أن نمد الحديد العلوي للجانز الظفري ضمن البلاطة بدلا من ثنيه نحو الاسفل وايضا بطول التثبيت المناسب )



انا بصراحة شفت أنو الجواب هو لأ بسبب عدم استمرار الكانات وبالتالي اين سيضهب العزم السالب حيث انه في حالة  
الثني سيدخل للعمود اما في حالة استمرار التسليح العلوي لم أعلم أين سيذهب)  
مشكلتي انو تعلمت بنفسني من دون مصادر لذلك مالي واثق من نفسي كتير  
ودايما بسأل أتمنى أن اجد مهندس كبير أسأله رأيه عن ما اقوم به وشكر جزيلا للمجهود الجبار يا بشمهندس

## رزق حجاوي

إستشاري الهندسة المدنية

السلام عليكم

اكرر لك شكري وتقديري لك على ثقتك بالمنتدى وبأعضائه.  
بخصوص تمثيل البلاطات والظفر Cantilever في برنامج Safe فيعود حسب علمي هل تم على اساس  
Membrane or Shell فعند تمثيل الظفر = الكابولي Cantileaver على اساس Membrane فيكون الحساب  
للهبوط Deflection فيه خطأ كبير وهذا ما يحصل لديك.

ولمزيد من التفصيل اليك ما تم بحثه بهذا الخصوص واجابة الاستاذ ابو الحلول

<http://www.arab-eng.org/vb/t94744-154.html#post1384515>

أقياس:

فقت بدراسة الجانز ( الحامل للقاطع الخارجي ) الذي أريد ان يتحمل حمولات القاطع الخارجي خارج البرنامج وحملت  
ال cantilever beams حمولته كأحمال مركزة  
أما البلاطة فدرستها بدون وجود احمال القواطع

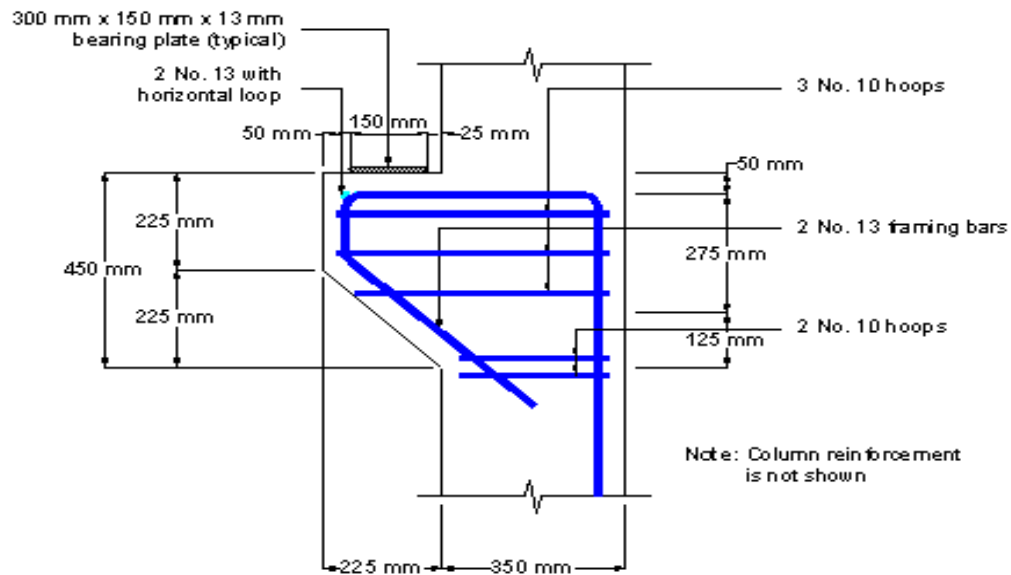
للاسف لا استطيع الاجابة بشكل دقيق ( اتوقع ان الحل بهذه الطريقة صحيح ).

أقياس:

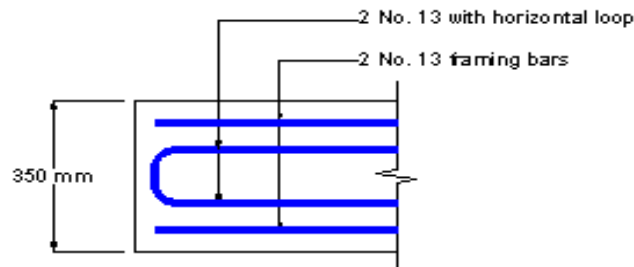
هل طول التثبيت للظفر داخل العمود هو نفسه طول التثبيت للعناصر المشدودة ومن أين يبدأ قياسه  
هل يجوز أن نمد الحديد العلوي للجانز الظفري ضمن البلاطة بدلا من ثنيه نحو الاسفل وايضا بطول التثبيت المناسب )  
انا بصراحة شفت أنو الجواب هو لأ بسبب عدم استمرار الكانات وبالتالي اين سيضهب العزم السالب حيث انه في حالة  
الثني سيدخل للعمود اما في حالة استمرار التسليح العلوي لم أعلم أين سيذهب)

يجب ان تميز بين الحالات التالية

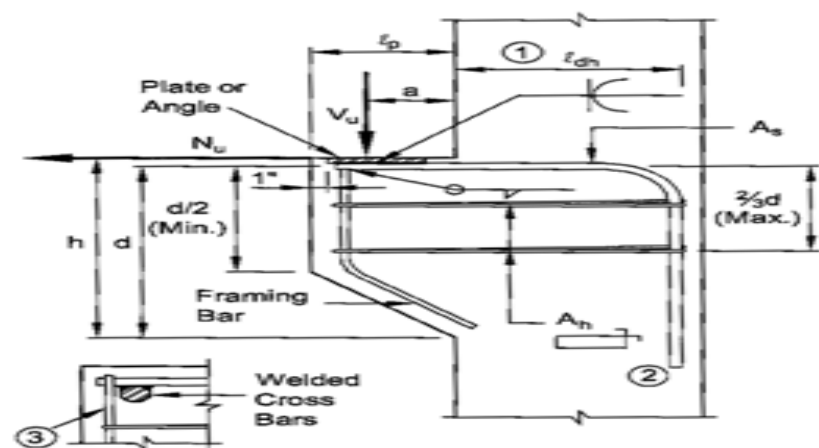
• الظفر = كوربل Corbel



Elevation View



Top View

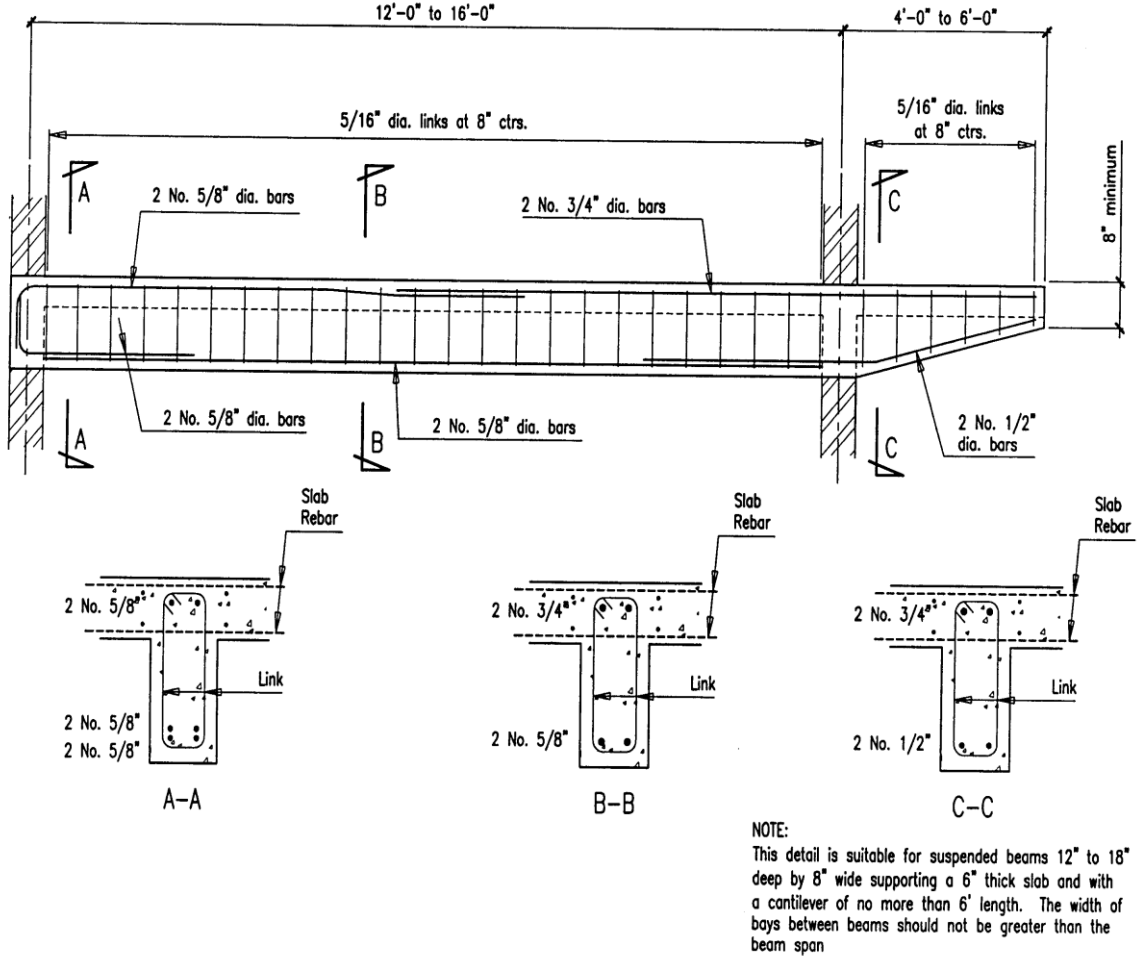


Alternate Anchorage

1.  $A_s$  bar should be extended to the far face of the column. Provide fully developed  $A_s$  bars by selecting the number of bars so that the bar size remains small enough to ensure that the length,  $l_{dh}$ , is provided (Design Aid 11.2.9).
2. Vertical length of a standard 90° hook is 12d (Design Aid 11.2.9). The horizontal length of  $A_s$  bar,  $l_{dh}$ , must be provided in order to use a standard 90° hook. It
3. may be assumed that the  $A_s$  bar is developed at the outside face of the welded anchor bar when the  $A_n$  bars are outside that point. Size of welded cross bar is same as  $A_s$  bar.

حيث يلاحظ ان الظفر ليس له امتداد ويكون طول التثبيت بمقدار  $Tension\ l_{ab}=50\ Dia$  خمسين مره قطر التسليح  
ويبدأ القياس من وجهه العمود جهة الظفر

- حالة الظفر = كابولي Cantilever وفي هذه الحالة يكون للظفر امتداد في البلاطة وهنا يجب ان يتم مد حديد التسليح العلوي للظفر Cantilever مسافة 1.5 \* L حيث L طول البروز ) بحيث لا يقل عن Tension Lab لان الهدف من مد حديد الظفر في البلاطة هي لتغطية العزم السالب Negative Moment الناتج من الحمل المطبق على الكابوله .



اتمنى ان تكون الصورة قد اتضحت لديك

## اطرح المشكلة التالية

**رزق حجاوي**  
استشاري الهندسة المدنية

التعليق:

المشاركة الأصلية كتبت بواسطة alnobi

السلام عليكم ورحمة الله وبركاته :

جزاكم الله كل خير علي ما تقومون به من مجهودات مباركة ،انا متخصص في ميكانيكا الهندسة البحرية و لكن عندي مشكلة و هي كيفية تنفيذ اربع قواعد (PILINGS) في البحر اي بواقع اثنين عمود في كل جهة بأرتفاع 3 متر من سطح الماء و نصف تحت سطح الماء، و سوف يتم تحميل (beam) علي هذه الاعمدة لكي ترفع بوت بحمولة 15000 (BL) بوند، فأرجو منكم ان تعطيني افكار لتنفيذ هذا الامر و ايضا نوعية المون المستخدمة، و اخيرا اريد ان تكون سماكة البايبل 11 بوصة. و جزاكم الله عنا خير الجزاء، [quote]بعد المكان عن اشاطئ 300 متر عمق الماء متر و نصف ، الظاهر ان الموضوع ما هو مهم بدليل عدم الرد عموما انا اسف لو كنت از عجتكم لكن يعلم الله انه فعلا مهم جدا بالنسبة لي تنفيذ هذا الامر ، و كان كل املي ان انال الرد منكم ليقيني انكم من خيرة المهندسين العرب ، و شكرا



بخصوص سؤالك فهي من الاسئلة التي تعتمد على خبرة واسعة في مجال الهندسة البحرية Offshore وقد كنت طلبت منك سابقا بعض الاستفسارات ولكن يبدو انك لم تنتبه اليها كلها فأغفلت عمق مياه البحر 1.5 م ( وهذه المعلومة مهمة جدا في التنفيذ) وكذلك بعد العمل عن الشاطئ. ولتنفيذ العمل هناك طريقتان :

- تحويل مكان العمل من Oshore الى Onshore اي كانك تعمل على الشاطئ(الردم من الشاطئ حتى الوصول لموقع العمل اي بطول 300 متر بعرض يسمح للاليات بالمرور ومن ثم من آلة الدق Driven Machine وتحديد الموقع بجهاز Total Station او GPS تحديد موقع البايبل وتثبيتته [أرضية البحر للعمق المطلوب ومن ثم صب خرسانة داخل البايبل لتثبيتته ( سب المخططات التصميمية) وبعد الانتهاء من دق البايبلات وتركيب منصة العمل تقوم بجرف التربة التي قمت بردمها في البحر .



- الطريقة الثانية وهي استخدام = العوامات= الطوافة ولكن اتوقع في هذه الحالة انه ستواجهك مشكلة ان عمق الماء لا يكفي لحمل الطوافة التي ستضع عليها المعدات اللازمة لدق البايبلات (يطلب التأكد من الاحمال قبل البدء بالعمل )





## اطرح المشكلة التالية

goha\_zizo

جديد

السؤال في طريقة وضع حديد التسليح في الاسقف ذات التي يزيد سمكها عن 20سم في الطبقة السفلى بوضع الفرش ثم الغطا عشان الفرش هو اللي شابل ولوطيب في الطبقة العلوية شوية يقولو نفرش وبعدين نغطى وشوية يقولو نغطى وبعدين نفرش وانا والله معنتش عارف على اساس هندسى يقولو

رزق حجاوي

إستشاري الهندسة المدنية

لتحديد موقع حديد التسليح سهل جدا في حالة البلاطة في الاتجاه الواحد One way solid slab

- الحديد في الوسط : يكون الحديد السفلي =الرئيسي main steel في الاتجاه القصير والعمود عليا = الفرشة Secondary steel في الاتجاه الطويل (لأن البلاطة تعمل في الاتجاه القصير) .
- لحديد فوق المساند support =negative steel يكون بعكس الحديد السفلي (اي الحديد ذو القطر الاكبر يكون الاعلى والاقرى الى اعلى البلاطة)

ما يطبق على البلاطة one way يتم تطبيقه على two way solid slab

- في الوسط : يكون الحديد السفلي والاقرى للشد=الطوبار formwork باتجاه الطول الاقصر اما الطبقة الثانية فتكون باتجاه الطول .
- فوق المساند negatie steel يكون كما في الوسط ولكن بشكل معكس (كانك تضع مرآة) فالذي يكون في الاسفل يكون في الاعلى وبنفس الاتجاه

## اطرح المشكلة التالية

رزق حجاوي

إستشاري الهندسة المدنية

أقياس:

المشاركة الأصلية كتبت بواسطة mohammed jaafreh

جميل جدا ... ولكن عندي بعض الاستفسارات:

1- بالنسبة للقواعد وصبتها على مراحل هل يجوز صب المقطع الذي يتعرض لاجهادات قص هائله على مراحل ام يجب صبها كقطعه واحده كما يتم التعامل مع الجسور .

2- ما هي آلية عمل one way slab وكيف يحمي حديد التسليح السقف من الانهيار بالاتجاه الطويل.

أقياس:

1- بالنسبة للقواعد وصبتها على مراحل هل يجوز صب المقطع الذي يتعرض لاجهادات قص هائله على مراحل ام يجب صبها كقطعه واحده كما يتم التعامل مع الجسور .

يفضل صب القواعد المنفردة singl=isolated footing بالكامل (مرة واحده) وإذا كان هناك سبب للتوقف فيتم توقيف الصب بشكل افقي على ان يتم معالجة السطح (تخشين -غسيل بالماء -وضع مادة تساعد على الالتصاق ) ووضع حديدي اضافي على شكل U في الخرسانة لزيادة التحمل في منطقة الفصل لقوى القص الافقية.

أقياس:

2- ما هي آلية عمل one way slab وكيف يحمي حديد التسليح السقف من الانهيار بالاتجاه الطويل



من خلال اسم البلاطة بلاطة تعمل باتجاه واحد one way slab ويكون ذلك الحالتين التاليتين

- عندما يكون الاستناد supporting من الاتجاهات الاربعه يتم تحديد عمل البلاطة من خلال نسبة الطول الى العرض أكبر من 2 في هذه الحالة تعمل البلاطة في الاتجاه الاقصر واذا كانت 2 او اقل فانها تعمل بالاتجاهين .
- الاستناد يكون من جهتين متقابلتين وفي هذه الحالة ستعمل البلاطة باتجاه واحد فقط وهي بين الاستنادين بغض النظر عن النسبة بين الطول والعرض .

اما بخصوص الانهيار (خط الانكسار) فيكون باتجاه موازي للاتجاه الاطول (للحالة 1) او بين المسندين كما في الحالة الثانية وفي منطقة المنتصف تقريبا اما الحديد بالاتجاه الطويل فالهدف منه هو لتثبيت الحديد في الاتجاه الافقي لذلك نجد عند تصميم البلاطة المجهدة Post or Tension slab اننا نضع الكوابل باتجاه واحد فقط ولا يكون هناك اي تسليح بالاتجاه الاخر.

ولمزيد من التفصيل اليك هذه المحاضرة

[http://stommel.tamu.edu/~esandt/Teach/Spring02/CVEN444/Lectures/Lecture33/lecture33\\_actual.ppt](http://stommel.tamu.edu/~esandt/Teach/Spring02/CVEN444/Lectures/Lecture33/lecture33_actual.ppt)

**reda beih**

عضو

يفضل عند عمل فاصل صب يكون عند أقل اجهادات ويكون له تفصيلة معينة ولو في الارض وفيه مياه جوفية وموجود في منطقة عزوم لازم تضعه water stop

## اطرح المشكلة التالية

**رزق حجاوي**

إستشاري الهندسة المدنية

أقرب:

لقد ورد السؤال التالي من المهندس علاء الدين محمد ارجو الاهتمام و التفاعل بهذه القضية المهمة ....و هذا موضوع عملي نظري بنفس

ال? construction joint

ما هي العوامل التي تحكم و تؤثر اختيار المساحة التي يجب صبها لغاية ال construction joint يعني ما هي المساحة الاقصى للصب و على ماذا تعتمد اختيار هذه المساحة...

خاصة اذا كنا نتكلم عن raft foundation بسماكة 2 m مسطح اجمالي للصب حوالي 4000 م2

كيف استطيع صب اكبر مساحة بأقل >>> construction joints و ما هي الحسابات التصميمية التي يمكن ان تساعدني في هذا المجال لاقتناع الاستشاري بذلك.....و ما هي افضل وسيلة curing للمساعدة في هذا الموضوع

اخواني....

هذا موضوع مهم للغاية واجهني عدة مرات و يواجهني الان...يعني هذا موضوع نواجهه بشكل دائم.....نرجو الاستزاده و المساعدة و تقديم اية معلومات او نصائح او مراجع للاستفادة العامة

ونظرا لاهمية الموضوع وللاستفادة اكثر للمتابعين موضوع مشاكل تنفيذية وحلول هندسية ستم الرد هنا ليسهل الرجوع الية في المستقبل

بخصوص صب الخرسانة هناك عاملين يحدان ذلك

- سماكة صب الخرسانة
- ابعاد الهندسية (الطول \* العرض)

وهذين العاملين فيه محل اختلاف في الكودات والاختلاف الاكبر بين المهندسين في المواقع وخصوصا بين الاستشاري والمقاول وذلك حول كيفية صب المساحات الكبيرة ذات السماكة وبدول حصول تشققات في الخرسانة. ارفق هنا تعريف ACI

## Defining Mass Concrete

ACI Committee 116 defines mass concrete as "any large volume of cast-in-place concrete with dimensions large enough to require that measures be taken to cope with the generation of heat and attendant volume change to minimize cracking." This categorization can include structural components with moderate- to high-cement-content concrete, massive structural elements of mat foundations, and to dams and other large structures that use concrete with a low cement \*\*\*\*\*et.

In any mass concrete application, temperatures rise through heat of hydration. As the interior concrete rises in temperature, the outer concrete may be cooling and contracting; if the temperature varies too much within the structure, the material can crack. A variety of factors influence temperature changes, including the size of the component, the amount of reinforcement, the ambient temperature, the initial temperature of the concrete at time of placement and curing program.

- ١ . فقسم يعتمد تقسيم لمساحات محدودة 35-40م<sup>2</sup> ويتم عمل فواصل الصب الكبيرة وذلك للتحكم في التشققات الناتجة في الخرسانة Shrinkage ويكون ذلك من خلال عمل Construction Joints بحسب متطلباتها ( استمرار حديد التسليح- تخشين ومعالجة الفاصل-وضع مانع للتسرب Waterstop وغيرها من المتطلبات والتي تم شرحها <http://www.arab-eng.org/vb/t12235-20.html> وذلك للبلاطات الارضية Slab on grade SOG)
- ٢ . الطريقة الثانية تقسيم البلاطة الى اجزاء بحيث لا يزيد الطول عن 25 م مع عمل Strips pour بين الاجزاء (ترك فاصل بعرض ليكن 1 م على وسط البلاطة وصب الجانبين مع ترك كامل طول الرافت لفترة طويله حتى يتم تصلب كامل الخرسانة والهدف من ذلك التحكم بالتشققات Cracks Control
- ٣ . الطريقة الثالثة( والتي اميل اليها بشكل شخصي وخصوصا عندما يكون يكون water table منسوب المياه الجوفية مرتفع)وهي ان يتم صب الرافت بالكامل مع اخذ الاحتياطات اللازمة لذلك وهي :-

- استخدام خرسانة باسمنت يعطي اقل حرارة عند التفاعل خليط من الاسمنت البورتلندي و( الاسمنت البوزولاني - او Fly Ash او GGBFS) يتم عمل الاختبارات اللازمة للحصول على القوة المطلوبة للخرسانة مع اقل درجة حرارة الناتجة عن تفاعل الاسمنت .
- تحديد حرارة الصب للخرسانة(من خلال الخبرة يجب الا تزيد عن 22 درجة مئوية بالنسبة للرافت=يتم عمل الاختبارات بذلك ) بحيث لا تزيد الحرارة للخرسانة اثناء تصلبها عن 50 درجة مئوية ولا يزيد الفرق بين طبقات الخرسانة عن 25 درجة مئوية وللتأكد من ذلك يتم تركيب مجسات heat sensors حيث يتم تركيبها على ثلاث مستويات (في الاسفل والوسط والاعلى) وفي اكثر من منطقة في الرافت (الاطراف -الزوايه المنتصف)ومتابعة قياس الحرارة على مدار الساعة .
- تغطية الخرسانة بشكل جيد ويمكن استعمال الخيش المبلى مع التغطية بالنايلون والحشب وقد تتخذ اجراءات اخرى حسب القراءات التي يحصل عليها من المجسات بحيث نحقق الشرطين السابقين ( اعلى درجة حرارة لا تزيد عن 50 والفراق لا يزيد عن 25 درجة) .
- استخدام اقل نسبة من w/c وذلك باستخدام مميغات خاصة للخرسانة super plasticizers, low water
- استخدام مؤخرات الشك للخرسانة بحيث يضمن ان يتم صب الخرسانة بدون حصول Cold Joint ويتم تحديد ذلك بالمختبر .
- وهناك من يشترط استخدام الخرسانة ذاتية الانضغاط self compacted concrete scc لخرسانة الرافت .

اقتباس:

ولكن سؤال انت ذكرت انه يجب تركيب مجسات لضمان ان الحرارة لن تتجاوز 50 درجة طيب ما ذا إذا تجاوزتها يعني شو الاجراء الوقائي

اشكر لك متابعتك واهتمامك بالموضوع، بخصوص المجسات لحرارية Heat Sennsors ليس الهدف منها ضمان ان الحرارة لن تتجاوز 50 درجة مئوية وانما الهدف منها هي للمراقبة وقياس درجات الحرارة داخل الخرسانة اي بمعنى اخر للقراءة فقط.

اما كيف نضمن ان الحرارة لن تتجاوز 50 درجة مئوية فسوف اشرحه لاحقا

لكن لم تتم الاجابه على السؤال الالهم :

كيف يمكن الحصول على اقل عدد من ال construction joints و اكبر مساحه من الصب و ما هي الحسابات المطلوبة لاقتناع الاستشاري بذلك....

مثلا : لدينا raft foundation مساحة 4000 م<sup>2</sup> و سماكه 2م .... كيف ممكن ان اصب هذه raft على 4 او 5 مراحل فقط .... وقد اضطر لصبها على مرحلتين فقط..... كيف يمكن ذلك

#### المشاركة الثالثة :

في البداية كما ذكرت لك هناك ثلاثة اراء بهذا الموضوع ولا اعرف المواصفات لديك ماذا تشترط باي الطرق الثلاثة يفترض ان يكون الصب . وكذلك لا اعرف في بلد هو المشروع وما هي الظروف المحيطة بالامكانيات للصب مرة واحدة وهل هناك مياه جوفية ام لا وغيرها من المستلزمات للصب.

لانه في منطقة الخليج معظم Mat or Raft Foundation تم صبها على مرحلة واحدة ويمكن مشاهدة ذلك في اي مشروع ومن خلال البيانات من شركات صب الخرسانة حيث يكون لديها سجل record بذلك من حيث كمية الصب والوقت الذي استغرقته ونوع الاسمنت ودرجة حرارة الخرسانة ونتائج القراءات بعد صب الخرسانة مع اتخاذ الاجراءات التي ذكرتها سابقا حيث يعتبر الصب في هذه الحالة Mass concrete اي بكميات كبيرة والتي عند صبها يجب تأمين الشروط السابقة في الكود.

www.zeallsoft.com



The Streamline Tower rests atop a 10-ft-thick reinforced mat foundation consisting of 7,000 cu yd of concrete provided by Rinker Materials Corp. and placed by Martin-Harris Construction.  
Photo courtesy of Martin-Harris Construction

هذه صورة لرافت سماكة البلاطة 10 قدم=3.2 م وكمية الخرسانة بحدود 3450 م<sup>3</sup> وتم صبها مرة واحدة.





DEGENKOLB ENGINEERS

It took 15 hours and 600 truckloads of cement to pour the five-foot-thick mat slab foundation for the 250,000-square-foot, four-storey hospital expansion in Rancho Mirage, California.

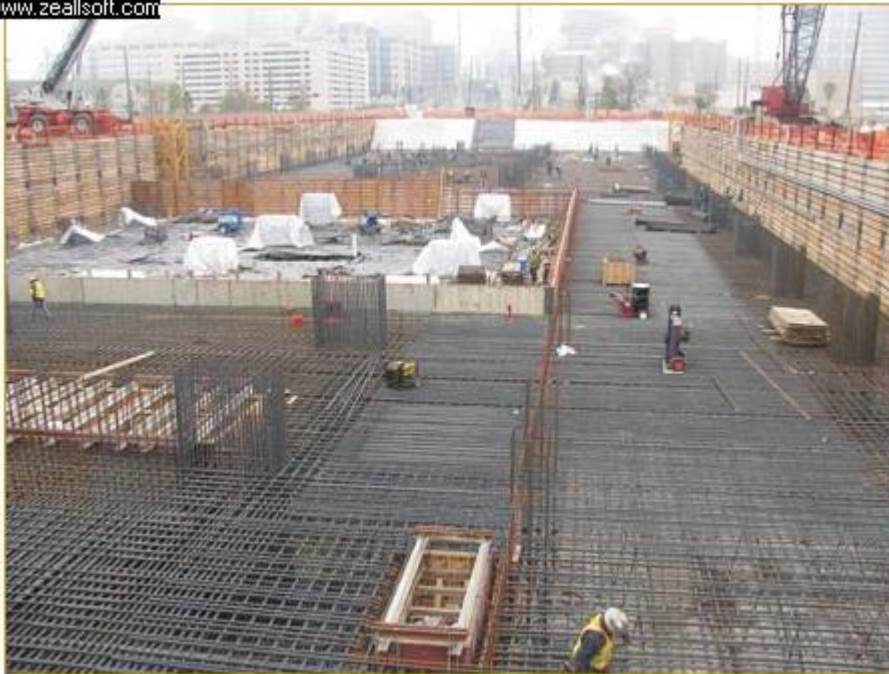


لاحظ تغطية الحديد للاعمدة والجدران قبل الصب وذلك للمحافظة على نظافة الحديد وتقليل التبادل الحراري بين الجو المحيط والخرسانة  
ولشرح الفكرة اقدم لك طريقة التنفيذ بالصور

Project Characteristics:

The project consisted of the construction of a 22,000 CY mass concrete mat foundation for a medical facility in Houston, TX. CA's work consisted of working with the Structural Engineer of Record, General Contractor, Concrete Sub-Contractor, Independent Testing Laboratory, and the Ready-Mixed Concrete Supplier to develop a construction plan for the placement, curing, and protection of the concrete to ensure the quality of the concrete in-place. CA developed a plan for the preparation and placement of the mass concrete including monitoring of internal concrete temperatures after several meetings with all parties involved in the construction, review of plans, drawings, and specifications, evaluation of the mixture proportions, and prior experience. CA's work also included developing the quality control program for accepting the fresh concrete delivered to the job, temperature monitoring plan, concrete specifications, curing methods, and early age protection to prevent distress of the concrete. Through daily monitoring of the ambient and internal concrete temperatures, CA was able to provide the General Contractor with guidelines for proceeding with construction as quickly as possible while ensuring that the concrete did not experience any thermal cracking.

[www.zeallsoft.com](http://www.zeallsoft.com)





لاحظ هنا تجزئة الصب على مرحلتين بسبب فرق المنسوب للرافت

www.zeallsoft.com



UT MDA Mat Foundation

حديد تسليح الرافت وكذلك موقع **Sensors** النقاط السوداء وهي على 3 مستويات على الماسورة البيضاء في وسط الرافت

www.zeallsoft.com



UT MDA Mat Foundation





UT MDA Mat Foundation

عملية صب الخرسانة للرافت pouring concrete for mat foundation



UT MDA Mat Foundation

صب المرحلة الثانية (تم التقسيم على مرحلتين بسبب وجود فرق في المنسوب للرافت) وانتهاء finishing للجزء الامامي

للرافت (لاحظ التغطية للخرسانة المصبوبة سابقا)

www.zeallsoft.com



UT MDA Mat Foundation

التغطية فوراً بعد انتهاء الصب finishing لسطح الخرسانة

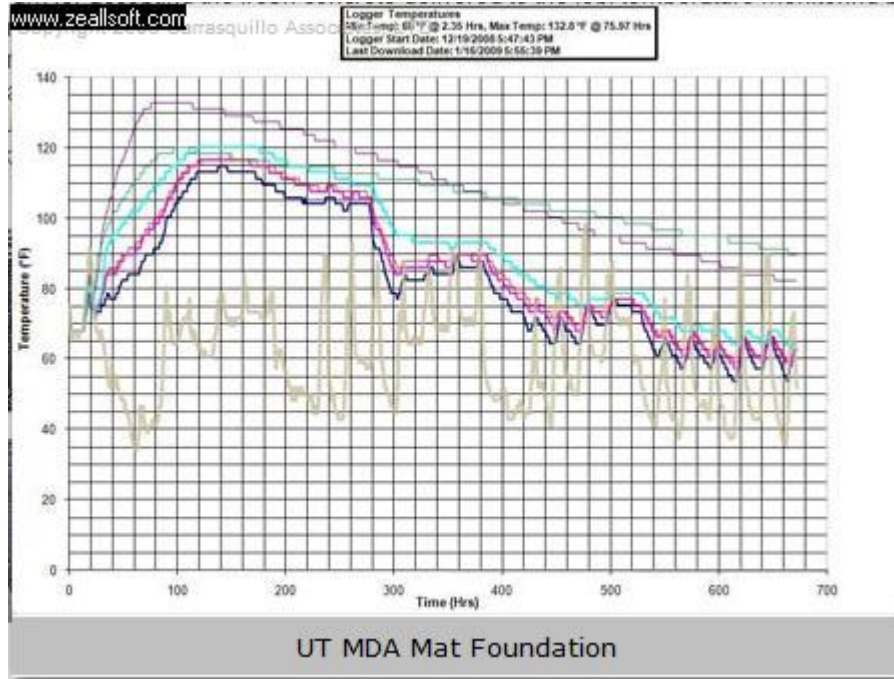
www.zeallsoft.com

Copyright 2008 Carrasquillo Associates, LTD.



UT MDA Mat Foundation

رش الماء curing للخرسانة ومن ثم إعادة التغطية



نتائج القراءات للمجسات حيث يلاحظ ان درجة الحرارة العظمى للخرسانة Max. Temp= 132.5 °F اما بخصوص كيفية اقناع الاستشاري فهذا يعود للمواصفات وما يطلبه الاستشاري لتصورة عن طريقة الصب على مرة واحدة او اجزاء وهذا الشرح وغيره من الامثلة في النت ومن خلال خبرة الشركة الموردة للخرسانة وتعاون المختبر في اجراء الفحوصات المطلوبة على الخرسانة قبل الصب Method statement التي ستتبع اثناء التنفيذ لضمان عدم حصول تشققات في الخرسانة بسبب الحرارة الناتجة عن تفاعل الاسمنت وحرارة الخرسانة اثناء الصب وحرارة الجو كل ذلك سيقنع الاستشاري بصحة الاجراءات المتبعة ومنتظر منك المشاركة بعد انتهاء الصب في بيان كيف تمت عملية الصب وما هي الاجراءات التي اتبعت لتنفيذ ذلك لنستفيد جميعا من ذلك

## اطرح المشكلة التالية

علاء الدين محمد  
عضو

thank u too much eng. reizq  
you provided us very important information.....  
about our project....it is 5 basements and 20 stories , located in al-riyadh ...saudia arabia.....area of raft around 4000m<sup>2</sup> , thickness of the raft 2 m ....so, i hope this information will provide u better view and better solution.....

رزق حجاوي  
استشاري الهندسة المدنية

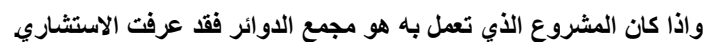
حسب المعلومات التي اوردتها وحسب معلوماتي بخصوص الطبيعة الجيولوجية لمنطقة الرياض فان هناك مياه جوفية ناتجة عن تخزين الصخور لمياه الامطار وتسربات مياه الشرب والمجاري ولذلك فاني انصح ان يتم الصب للرافت على مرحلة واحدة بشرط ان تكون على منسوب واحد الرافت وهذا افضل من الناحية العملية ومنعا لحدوث اية تسربات من Construction joints شريطة تقديم كافة الفحوصات المخبرية و method statement التي تثبت المقدرة على الصب على مرة واحدة وكذلك التحاليل والحسابات اللازمة بانه لن يحدث هناك ارتفاع لدرجات الحرارة فوق المسموح به وسيتم اتخاذ الاجراءات اللازمة بعد الصب لضمان منع التشققات.

واذا لم يوافق الاستشاري على مرحلة واحدة فيمكن الصب على اربع مراحل وتكون عندها كل مرحلة بحدود 1000 م<sup>2</sup> اي ان الابعاد بحدود 33\*33 م ويكون تحديد ذلك بالدقة حسب توزيع الاعمدة بحيث يكون التوقف في الصب construction joints على بعد 3/1 البحر span = بين الاعمدة مع تقصيلة خاصة لمنطقة التوقف وحقيقة هذا مالا افضله ولكن وعدد من الاستشاريين يفضل هذا الحل.

وبخصوص تقسيم صب الرافت لعدد مراحل فان ذلك لا يخيف من الناحية العملية وقد تم تقسيم صب الرافت في احد



<http://www.arab-eng.org/vb/t85501-32.html>



عضو

لكن بخصوص موضوع (m strip pouring 1) عادة ما يوضح مكانها بالتصميم المقدم من قبل الاستشاري و يكون الطلب بأن تصب من الجهتين اولا ثم تصب هذه ال 1م بعد ذلك بشهرين لكن السؤال هل يشترط استمرار الحديد بين الجهتين ام عمل overlap للحديد من الجهتين...  
والشكر للجميع

إستشاري الهندسة المدنية

- فإذا كانت في منتصف span المجاز Max Moment & Zero Shear في هذه الحالة لا بد ان يكون الحديد مستمر .
- اما في منطقة ثلث span المجاز اي Minimum Momemt & Minimum Shear فعندها يمكن اوصل بشرط تحقيق ان يكون 60 مرة قطر الحديد
- اذا كانت سماكة الحديد اكبر 16 مم فعندها لا يمكن الوصل في مسافة 1 م لذلك يجب ان يكون الحديد مستمر .

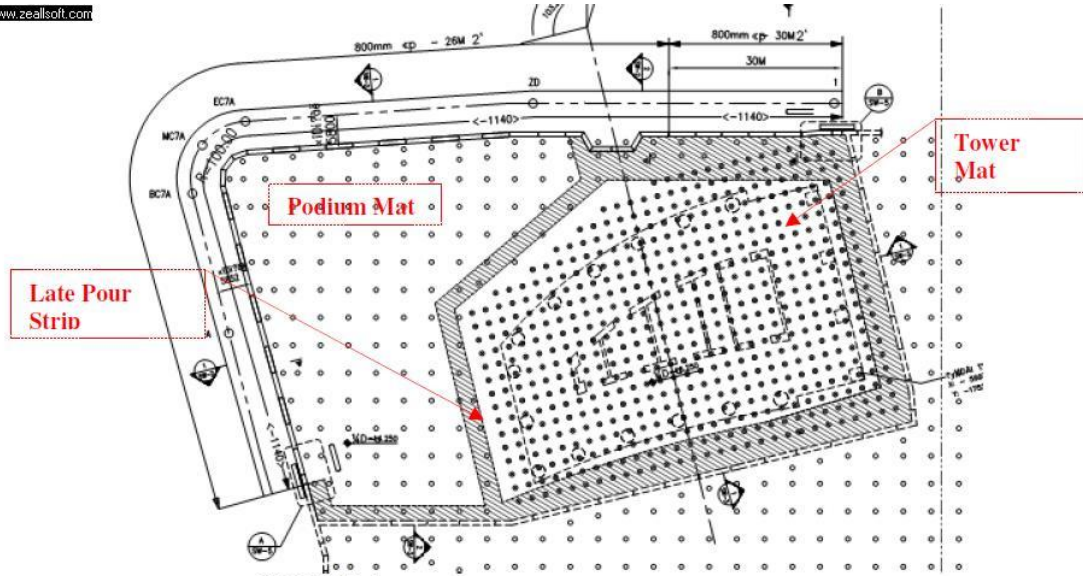


FIGURE 4a- PILE FOUNDATION AND PILE LAYOUT



Large mat foundation in Switzerland.

صب الرافيت على مراحل لاحظ حديد التشريك ونفس الشيء ينطبق في حالة strip pour

## اطرح المشكلة التالية

**tamer shehab**

عضو فعال جداً

أتقدم بالشكر لكل من شارك في هذه المواضيع الهامة وهذه أول مشاركة لي أرجو السماح لي السيد م / رزق  
سؤال : هل زيادة المياه أفضل من وجود تعشيش ؟  
في بعض الأحيان وعند صب أماكن مهمة (أعمدة بارتفاعات كبيرة أكثر من 8 م وعدم وجود ماسورة لتدخلها داخل



العمود إمكانيات الصب محدودة) أو أماكن التقاء مهمة أعمدة مع كمر أو أي أماكن أخشي من تعشيش الخرسانة أضطر بزيادة المياه للخرسانات أو اذا وجدت مواد زيادة التشغيل للخرسانة أضعبها وذلك لكي يصل اختبار ال slump إلى 18 ودائماً أقول (زيادة المياه أفضل من وجود تعشيش) **فهل رأيي صحيح أم لا**

### رزق حجاوي

استشاري الهندسة المدنية

اشكر لك مشاركتك بخصوص الصب في المناطق كثيفة التسليح يلجأ لأحد أو لكل الحلول التالية

- تقليل قطر الحصويات المستخدمة Max. Size of Aggregates اذا كان ذلك في مرحلة الخلطة التصميمية .
- زيادة درجة التشغيل Workability of Concrete ويكون ذلك بزيادة Slump ونحصل على ذلك بالموقع من خلال زيادة المواد المميعة concrete plasticizer والاكثر تأثيرا Super plasticizer فاضافة الالة المميعة يزيد من Slump بشل واضح وفي العموم لا تقل قوة الكسر اما زيادة الماء فتحتالي كمية كبيرة تقلل من قوة الكسر للخرسانة .
- وجود التعشيش بشكل كبير وخصوصا في مناطق التسليح الكثيف تؤدي الى اضعاف مقاومة المقطع الساني وكذلك يؤثر سلبا على حديد اللبح حيث تزداد سرعة التآكل .
- في المشاريع المهمه وذات كثافة التسليح يستخدم خرسانة ذاتية الانضغط Self Compacted Concrete حيث لا نحتاج الى رج الخرسانة .
- يمكن استخدام الرجاج Vibratore الذي يعمل على الكهرباء ويركب خارجيا على الطوبار = الشدة Shuttering
- يجب الانتاه في مرحلة المخططات افيزية shopdrawings لاصيل حديد التبحوالابعاد بين قضبان حديد التسليح

هذا بشكل مختصر وهناك الكثير من الاراء يمكن اتباعها وقد تم شرح ذلك بالتفصيل في وقت سابق في هذا الباب.

### حامل السلم بالعرض

عضو

اسمحولي اشارك برأيي فانا من رأي الاستاذ الكبير رزق نعم هناك مواد admixtures ومنها super plasticizer تعمل على زيادة التشغيل وال slump واعتقد ان التعشيش Honeycomb مشكلة اذا لم تعالج بالطرق المعروفة كما ان هناك قاعدة ذهبية درسناها مع الاستاذ الكبير سامي حجاوي "الماء مقتل الباطون" فيكون الحل غالبا حسب تقدير المهندس الاستشاري لانه الذي يقدر ظروف وتدايعات المشكلة ويقترح الحل المناسب وشكرا

### رزق حجاوي

استشاري الهندسة المدنية

اشكر للمهندس احمد على هذه المشاركات وطلبي منك ان تهدي سلامي وتحتياتي للمهندس سامي حجاوي. اتفق مع ما ذكره الدكتور ان زيادة الماء تسبب مشكلة للخرسانة فحسبما اذكر ان زيادة نسبة الماء بمقدار 1% تؤدي الى نقص في قوة الخرسانة بمقدار قد يصل الى 10% لذلك الحل الافضل يكون بزيادة نسبة المواد المضافة لان الاضافة تكون قليلة جدا ولكن ذات فعالية عالية تؤدي للغرض المطلوب.

### منجة

عضو فعال جداً

ان امكانية زيادة الماء الى الخلطة البيتونية أثناء الصب تتعلق بمدى الفرق بين المقاومة المطلوبة للبيتون حسب اشتراطات المصمم وبين مقاومة البيتون الحقيقية الناتجة عن تصميم الخلطة فمثلا لو أن المقاومة المطلوبة للبيتون حسب اشتراط المصمم الإنشائي هي 180 كغ/سم<sup>3</sup> بينما المقاومة التي يمكن الحصول عليها حسب تصميم الخلطة والتي وفقها يتم تحديد نسبة الماء الى الاسمنت ونسب المواد الحصوية المكونة للخلطة وتركيبها الحبي هي 250 كغ/سم<sup>3</sup> ففي هذه الحالة من الممكن زيادة كمية الماء و إن كنت أنا شخصا لا أفضل هذا ومن الأفضل الإستعاضة عنه بإضافة المواد الملدنة واستخدام الرجاجات الميكانيكية لتجنب التعشيش والحصول على اكتناز كبير



## اطرح المشكلة التالية

**رزق حجاوي**

إستشاري الهندسة المدنية

اعود اليكم اليوم في الكتابة بموضوع كثرت الاسئلة حوله وهو طريقة انشاء القباب وقد كتبت بذلك أكثر من مشاركة ويمكن الاطلاع على ذلك من خلال الرابط التالي

<http://www.arab-eng.org/vb/t127869.html>

في البداية اذكر ان القباب هي من نتاج الحضارة العربية الاسلامية وناشت في البداية لتلبي الحاجة لفراغات واسعة عند انشاء المساجد ولعل اشهر القباب مسجد قبة الصخرة ( اعادة الله للمسلمين وحررت من براثن اليهود الغاصبين) وقد بناه الخليفة عبدالملك بن مروان.



اما هذه المشاركة فسأتحدث فيها باذن الله تعالى عن القباب الضخمة Massive Dome والتي تستخدم بشكل واسع لمستودعات الاسمنت او المولات او الصالات الرياضية وغيرها من الاستخدامات



### تقنية الانشاء للقباب Concrete Dome

يتم استخدام تقنية البالون Air Form حيث يتم الاستغناء في هذه التقنية عن اعمال الشدة=الطوبار=الكفراج  
Shuttering=formwok من خلال عملية النفخ Inflate airform واليكم خطوات العمل بالتفصيل

### ملخص للاعمال وترتيبها sequence of activities

- تحديد موقع الاساس ويكون محور الحفر حسب قطر القبة.
- اجراء عملية الحفر للاساس الشريطي strip foundation
- صب النظافة بارتفاع 10 سم



### **Plain concete Footings for dome**

- وضع الطوبار وحديد التسليح مع الشروش ( dowels يتم تركيب طبقة واحدة من حديد للجدار )





Footings/steel prep for dome attachment

• صب الخرسانة للأساس pouring concrete

تركيب air form ويكون من The airform is a heavy duty, vinyl balloon-like structure







Curved walls framed to match dome for hallway (exterior section framed and attaching to dome w/ connections)

- عملية دعم airform من الخارج للمنطقة السفلية



Exterior connection of conventional framing to dome

- تثبيت حديد الابواب access وكذلك مكان النفخ inflate



Structural steel installed to support arches at door entry areas. Inside of arch area cut out to create opening

- في البداية يتم رش طبقة Polyurethane foam والتي تعمل على عزل الخرسانة من الخارج واعطاء سطح املس
- تركيب حديد التسليح وفي العادة يكون من الشبكات الملحومة الجاهزة welded mesh
- استخدام تقنية الخرسانة المقذوفة shotcrete وتكون على طبقات متعددة حتى الحصول على السماكة المطلوبة ويتم تركيب باييات conduit لخدمات الكهرباء وانظمة الامان

Installation of pre-mat steel on foam insulation

Bolts installed through dome wall and tied to rebar prior to shotcrete installation

Bolts were used to hold ledger/band for exterior roof connections

Installation of conduit for wiring of sound system, house lighting, stage lights

Conduit coming to central location for electrical connections/distribution

- بعد انتهاء صب القبة يتم تنفيذ الارضية



**Dome shell complete prior to slab pour**

- بعد الانتهاء من اعمال الخرسانة تجري عملية التشطيبات من الداخل والخارج







وللاستفادة اكثر والتعرف على طريقة الانشاء اليكم هذه العروض بالفيديو

[http://www.dometech.com/\\*\\*\\*\\*\\*/Technology/ConstructionProcess.aspx](http://www.dometech.com/*****/Technology/ConstructionProcess.aspx)

**رزق حجاوي**

إستشاري الهندسة المدنية

استكمالاً للمشاركة السابقة بخصوص استخدام Airform Inflate لانشاء القباب فهناك طريقة اخرى وهي نفس الخطوات السابقة ولكن هناك اختلاف واحد وهو ان Airform يتم تركيبه من الداخل وليس من الخارج حيث يتم تركيب شبكة الحديد rebar من الخارج وعمل الفتحات المعمارية من الخارج ومن ثم يتم عمل Shotcrete على طبقات او يتم الصب اليدوي بالخرسانة (شبة رطبة) على حديد التسليح بالعمل اليدوي وهذا النظام او الطريقة تستخدم لانشاء المساكن الشعبية قليلة التكلفة حيث يمكن استخدام التربة الزراعية والقش من القمح او الارز وهذه البيوت امنه ومقاومة لزلزال.

واليكم الشرح التفصيلي على الرابط التالي



<http://www.youtube.com/watch?v=QrJ2-5NQuy&feature=related>

## اطرح المشكلة التالية

**رزق حجاوي**  
استشاري الهندسة المدنية

في هذه المشاركة في موضوع "مشاكل تنفيذية وحلول هندسية" اضع امامك مجموعه من التساؤلات والاجابة عليها تختلف من مهندس لآخر ومن شركة تنفيذ او اشراف لآخرى ويعود معظمهما للخبرة الذاتية في هذا المجال ومدى تطبيق هذه او تطابق هذه الحلول مع الكودات العالمية.

**إذا كان لدينا رافت=حصيرة Raft Foundation بأبعاد 60 \* 60 م بارتفاع 2.5 م :**

1. هل يتم صب الرافت على مرة ام يجب تجزئة الصب على مراحل وبابعاد لا تزيد عن 25\*25 م ؟ وفي حال التجزئة فما هي الاجراءات اللازم اتخاذها عند فواصل الصب .
2. هل يمكن صب الرافت على مراحل ولكن توقف الصب يكون بشكل افقي اي يكون الصب في كل مرة على ارتفاع 85 سم؟ وإذا سمح بذلك ما هي الاجراءات اللازم اتخاذها عند فواصل الصب الافقية .
3. هل نحتاج الى طبقة تسليح في وسط ارتفاع الرافت ام يكفي حديد التسليح في الاسفل والاعلى حسب متطلبات التصميم الانشائية ؟ .
4. اذا كان تقرير فحص التربة يشير الى ضرورة استخدام اسمنت مقاول للكبريتات Sulphate Resistance Cement فكيف يتم عمل Temperature Quality Control على الخرسانة حيث تمنع المواصفات استخدام Fly Ash or GGBFS مع الاسمنت المقاوم للكبريكات .

بانتظار النقاش حول التساؤلات السابقة وغيرها من التساؤلات بما يثري موضوع تنفيذ الرافت.

**رزق حجاوي**  
استشاري الهندسة المدنية

فكما ذكرت في بداية المشاركة ان موضوع الفواصل Joints في الرافت انه موضع اختلاف بين المهندسين والكودات حول وضع فواصل في الرافت ام لا. ومن وجهة نظري الخاصة ومن خلال الخبرة العملية والابحاث والكتب الهندسية المتخصصة في هذا المجال للرأي القائل انه اذا كان هناك طوابق تسوية Basement Walls وهناك مياه جوفيه او ان هناك امكانية لتسرب المياه (الامطار، الانهار، مياه البحر ...) فلا يفضل تنفيذ الفواصل وذلك لامكانية تسرب المياه من خلال هذه الفواصل والذي يؤدي ذلك الى مشاكل كثيرة وكذلك فان الرافت وجدران التسوية تكون بعيدة عن التأثر بالتغيرات الحرارية. واليكم مختصر لرأي احد المتخصصين كما ورد في كتابة

Joints are required to be provided in building super-structures to take care of thermal and seismic effects. Concepts in this connection are more or less clear and no difficulty is generally experienced in locating these joints. Structural designers, however, face a question as to whether these joints should be extended to foundation raft. There are no clear guidelines available on this aspect.

in multi-block buildings having basements, unless technology to ensure water tight construction is available, joints need not be provided in the basement rafts.

Wherever computer facilities of adequate size are available, raft should be analyzed as a whole. On the other hand, where it cannot be done, a separate analysis can be carried out for portion of the raft taking 2 or 3 bays on either side of the joint and neglecting the other portions. The common portion can then be designed for these values or the individual block values whichever is higher. While detailing, reinforcement should be provided liberally at the joint.

وعلى هذا المبدأ جرى تنفيذ نسبة كبيرة جدا من الرافت في منطقة الخليج وبالخصوص في اماره دبي حيث كان يتم الصب على مساحات كبيرة ولا يتم تنفيذ فواصل بها.



The Streamline Tower rests atop a 10-ft-thick reinforced mat foundation consisting of 7,000 cu yd of concrete provided by Rinker Materials Corp. and placed by Martin-Harris Construction.  
Photo courtesy of Martin-Harris Construction

تم صب هذه الرافت بسمائة 3 م وكية الصب 5350 م3 اي ان المساحة 1800 م2





DEGENKOLB ENGINEERS

It took 15 hours and 600 truckloads of cement to pour the five-foot-thick mat slab foundation for the 250,000-square-foot, four-storey hospital expansion in Rancho Mirage, California.

مساحة هذه الراففت 23225م<sup>2</sup> وبسماكة 1.52 م وتم الصب على مدار 15 ساعة وباستخدام 600 سيارة خرسانة



The UAE Landmark Tower consists of a 16000m<sup>3</sup> raft foundation which was cast in one single concrete pour in August 07.

<http://www.unibetonrm.com/Media/desc.aspx>

من خلال الامثلة اعلى يتضح ان صب الخرسانة قد تم على مرحلة واحدة ولم يتم تنفيذ اي نوع من الفواصل. وللمزيد بهذا الخصوص يمكن الرجوع للمشاركة التالية

<http://www.arab-eng.org/vb/t85501-79.html>

المشاركة الأصلية كتبت بواسطة Ayman

جزاك الله خيرا استاذ رزق حجاوي  
أذكر ان قابلتني هذه المشكلة - تسرب مياه في السرداب - و كانت في عملية محطة كهرباء و كانت بالفعل مشكلة كبيرة  
استعملنا لحلها مواد باهظة الثمن  
سؤالي عن : في حالة تنفيذ فواصل للرافت ..ما هو الشكل الأمثل للفاصل لكي يتم منع المياه من المرور ؟

بخصوص الفواصل الانشائية بكافة انواعها

Expansion Joints

Settlement Joints

Construction joints

Earthquake Joints

لا يفضل ان تمر بغرف الخدمات الرئيسية مثل محطات الرفع pump stations محطات الكهرباء Electriacal Station  
وخصوصا عندما يكون هناك منسوب مياه جوفية مرتفع فوق منسوب الاساسات او يكون هناك تسرب لمياه  
الامطار او الانهار او غيرها من المياه الى مستوى الاساسات.  
اما بخصوص الحماليات المطلوبة فهي نفسها الحماليات المطلوبة في حالة خزانات المياه ، وقد قدمت اكثر من مشاركة  
بهذا الخصوص.وبشكل عام

- تركيب مانع للتسرب Waterstop=waterbar وعلى اكثر من مستوى للمنشآت المهمه ولمزيد من التفصيل  
يمكن الرجوع للمشاركة التالية <http://www.arab-eng.org/vb/t157340.html>
- تخشين سطح الخرسانة وتنظيفه بشكل جيد في حالة Construction Joints.
- دهان طبقة تساعد على التماسك Bonding Agent في حالة Construction joints
- عزل الارضية للاساسات والجوانب بمواد عزل Membrane وعلى طبقتين متعاكستين .
- ومن الطرق الحديثة وضع انابيب ejection pipe وتوزيعها بشكل منتظم في الاساسات وفي مناطق  
الفواصل بحيث يتم الحقن بمواد خاصة عند حدوث تسرب للمياه .
- عمل حفرة تجميع في طابق التسوية في الاساسات بحث يتم تجميع المياه فيها ومن ثم سحبها بواسطة مضخات  
غاطسة او توماتيكية submersible pumps

هذا بشكل العام الاجراءات اللازم اتخاذها في حالة وجود فواصل انشائية مع وجود منسوب مياه جوفية.

## اطرح المشكلة التالية

ahmednashat192

جديد

انا بنفذ خزان عالى ارتفاع 30 م والحلة للخزان العالى 4 × 5 × 5

ومنفذ جدران الخزان بالزجاجين المائية

وبعد فك الجدران وازالة الزجاجين لابد من تسكير اماكن الفتحات للزجاجين

وذهبت لشركة الفوسام اعطوني المواد الاتية :

3- كونبكسترا جى بى

1- نايتومورتر إتش بى

4- نيتو بوند بى فى

2- ريندروك إف سى

ولم يعطوني طريقة الاستخدام او اى مادة يتم استخدامها ازاى

لو فى حد عنده الخبرة فى مثل الامور يخبرنى بماهية استخدام كل مادة اى ما هي المادة التى يتم تسكير بها اماكن

الزجاجين وهل يتم التسكير اولا بخلطة اسمنتية عادية ومن ثم التسكير بمادة من المذكور اعلاه

وهل من هذه المواد مواد تصاف الى الخلطة الاسمنتية الخاصة باللياسة فيما بعد ذلك

وهل من هذه المواد مادة تعالج بها الشروخ

## رزق حجاوي

استشاري الهندسة المدنية

للاسف الشديد لم اتعرف على اسم الشركة التي قمت بالشراء او اسم المادة اتمنى ان تكتب باللغة الانجليزية اسم المنتج.  
لاغلاق اماكن الزراجين عليك بالخطوات التالية

- ازالة القطعة البلاستيكية cone
- تخشين السطح الخرساني مكان القطعة البلاستيكية
- استخدام مادة رابطة bonding agent مثل مادة Sika Latex Slurry

حيث يتم الدهان بالفرشاه

- استخدام مواد خاصة اسمنتية non shrinkage grout مكان الزاجين مع الضغط على الجراوت حتى يتمتلأ تماما مكان الزراجين

SikagROUT 200-214

- تتم عمل النقاط السابقة من الداخل والخارج للخران .

وعلى العموم يمكنك قراءة النشرة التي تبين لك طريقة استخدام هذه المواد ونسب الخلط اللازمة حيث يتم استخدام drill في عملية الخلط







**ahmednashat192**

جديد

شكر للرد والله انا محتاج المعلومة فعلا انا اشتريت المواد من شركة الفوسام Fosroc وياريت لو حضرتك تعرف تديني اسماء مواد من الشركة دى يبقى جزاك الله كل خير واسماء المواد بالانجليزية بنفس الترتيب :

1- nitomortar hp

2- rendrock fc

4- nitomortar bond.

ياريت لو حضرتك تفيدني اعمل ايه

وهل بالنسبة للماسورة البى فى سى الى بداخل الخرسانة هل من المفترض ازالها مثلما يتم ازالة القطعة البلاستيكية cone ام فقط ازالة هذه القطعة وترك الماسورة البى فى سى  
وفعلا انا اشتريت من عندهم نفس القطعة الخاصة بالدريل زى الى فى الصورة  
ومستنى من حضرتك الرد والى شكر فعلا على الاهتمام بالرد

وهل حضرتك تقصد بالمادة الرابطة دى ان انا ادهنها على السطح مكان الزرجينة بعد ما يتم حشو مكان الزرجية بالجروتنج لى تكون رابطة بين الخرسانة واللياسة بعد ذلك ؟؟

**رزق حجاوي**

استشاري الهندسة المدنية

بخصوص المواد التي ذكرتها من انتاج شركة FOSROC فوسروك خطوات العمل

- ازالة القطعة البلاستيكية cone
- تخشين السطح الخرساني مكان القطعة البلاستيكية
- استخدام مادة رابطة bonding agent مثل مادة

NETO BOND BF حيث يتم الدهان بالفرشاه

- استخدام مواد خاصة اسمنتية non shrinkage grout مكان الزاجين مع الضغط على الجراوت حتى يتمتلأ تماما مكان الزاجين NETO MORTAR HB
- عند وجود تعشيش SEGREGATION او خشونة في خرسانة الجدار او لعمل التثمينة ( منطقة الوصل بين الجدار والقاعدة من الداخل ) استخدم مادة COMPEXTRA GB بعد ان يتم دهان BONDING AGENT =NETO BOND BF
- تتم عمل النقاط السابقة من الداخل والخارج للخران .
- لعمل القصارة=اللياسة RENDERING=BLASTER يتم دهان مادة BONDING AGENT ومن ثم القصارة بمادة RENDER ROCK FC وتكون بسمكة من 5-10 ملم.
- بعد اجراء القصارة =اللياسة الداخلية للخران يتم الدهان بمادة EPOXY PAINT اذا كان مطلوب تعاقديا ) وبعد ذلك تفحص الخران بالماء للتأكد من عدم التسرب.
- اذ لم يكون مطلوب منك القصارة بهذه المواد الخاصة فيمكنك اضافة NETO BOND HB لخلطة القصارة =اللياسة لتحسن الاداء لها ومنع التشققات والحصول على كتامة افضل.

اتمنى ان تكون الصورة قد اتضحت لديك

○ واليك موقع الشركة المنتجة للمواد من FOSROC  
○ <http://www.fosroc.com/default.aspx>

## ahmednashat192

جديد

بس سؤال اخير طمعا في كرم حضرتك لو عايز ادهن السطح بالمادة الرابطة netobond bf هل يتم دهانه على السطح الخرساني للجدران مباشرة مع العلم بان الشدة الخشبية كانت من الالواح التتزانة اى ان السطح ليس سطح املس وشكرا

هل لابد من ازالة الماسورة البى فى سى التى بداخل الخرسانة والتي كان مثبت بها ال cone وموصلة من الجهة الاخرى بال water barrier الى الماسورة الى كان بداخلها ال tie rod هل لابد من ازلتها ام الاكتفاء بازالة القطعة البلاستيكية وترك الماسورة بالداخل حيث ان ازلتها صعب جدا

## رزق حجاوي

استشاري الهندسة المدنية

نعم يتم دهان netobond bf على الخرسانة مباشرة من اجل زيادة التماسك بين خرسانة الخزان وطبقة اللياسة. ولا تتوعد باي سؤال فهذا الموضوع مفتوح لحل المشاكل التنفيذية بطرق هندسية صحيحة والله المستعان. اذا كانت هناك امكانية لازالتها باستخدام drill بريشة قطر البايب وامكنك ذلك فهذا افضل ( لم تنجح هذه الطريقة معنا مع العلم بانه في مشاريع اخرى نجحت) ولكن اذا بقيت في الخرسانة وتمت تعيبتها بمادة الجروات بعد ان يتم تخشين مكان cone ودهان netobond ومن ثمت تعبئة الجوات والضغط عله بواسطة قضيب للتأكد من تعبئة بايب البلاستيك sleeve فعندها لا مشكله لديك

## اطرح المشكلة التالية

## ahmednashat192

جديد

يوجد لدينا ايضا استفسار صغير  
يوجد لدينا في نفس المشروع ارضيات مستودعات بمساحة اجمالية 5000 م2 سيتم صبها على مرحلتين بأسلوب الشطرنج  
وسوف يوضع بين كل بلاطة خرسانية والبلاطة المجاورة لها filler board على ان يكون الفيلر بورد اقل من منسوب البلاطة الخرسانية ب 2 سم وذلك لتعبئة هذه المسافة بالسيالنت  
والسؤال هنا انه لا يوجد اى مشكلة في صب المرحلة الاولى ولكن بعد صب نصف البلاطات ومن ثم فك الخشب والبدء في تركيب الفيلر بورد تمهيدا للبدء في صب المرحلة الاخرى  
هنا توجد المشكلة ان الفيلر بورد سيكون ارتفاعه اقل من منسوب البلاطة الخرسانية ب 2 سم  
ففكرنا بوضع اعلاه فوم دائري 2 سم ومن ثم ازالته بعد صب البلاطات الاخرى  
ولكن هل يوجد حل اخر للمحافظة على اطراف البلاطات الخرسانية من التكسير ( السوكة ) حيث انى ارى ان الفوم الدائري لن يحافظ عليها  
حيث ان الاستشاري لدينا بالمروع يهتم بالصغر التفاصيل  
ياريت تقولى ايه الحل من وجهة نظر حضرتك واسلم طريقة للتنفيذ للارضيات بهذا الشكل وما هيا النصائح الواجب اتخاذها بشكل عام لصب مثل هذا الارضيات الممسوسة بالهليكوبتر واذا وجد بعد صب الارضية اى شروخ كيفية معالجتها حيث انها ارضيات مستودع سيتم دهانها بعد ذلك بمادة ايبوكسية ..... وشكرا

## رزق حجاوي

استشاري الهندسة المدنية

الطريقة الصحيحة هو ان يتم تنفيذ filler board بنفس ارتفاع البلاطة وليس اقل منها !!؟ . وبعد الصب وتصلب الخرسانة وفي المراحل النهائية للتشطيبات للمشروع يتم قص filler board من الاعلى بواسطة اداه حادة بعمق 2 سم وتعبئة الفاصل بالمواد المطلوبة.  
اما طيقة تنفيذ الارضيات فتمت كما يلي

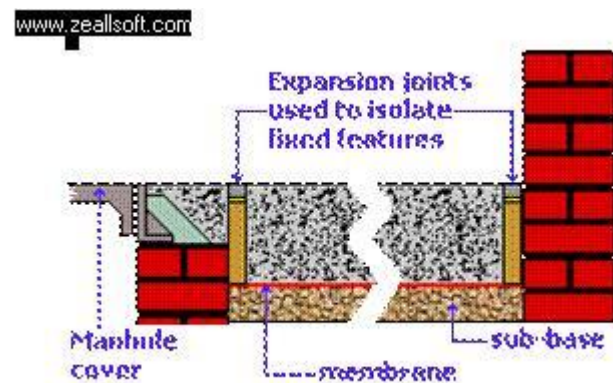
## Joints for Concrete:

### Introduction

All concrete, once placed, will contract slightly during the curing process; this is the primary cause of small surface cracks that appear during the curing process. When set, concrete will expand and/or contract slightly with ambient temperature. It is therefore advisable to incorporate some form of movement joint within larger slabs, particularly those 6m x 6m in plan or larger.

Any concrete structure that is going to require numerous movement joints, is best designed by a civil or structural engineer.

Movement joints are also useful when laying concrete within an area bounded by walls or buildings, or when an object such as a manhole cover has to be incorporated within the slab, as they allow the concrete to expand and/or contract without transferring pressure onto the other structures, causing cracks within the concrete slab, or the wall, MH cover, etc..



### Spacing

The usual recommendation is for some form of movement joint to be created in a non-reinforced slab at a separation of approximately 30 times the slab thickness. So, for a 100mm thick slab, there should be some form of joint every  $100\text{mm} \times 30 = 3000\text{mm} = \text{every } 3.0\text{-}3.6\text{m}$  and, in a 150mm slab,  $150 \times 30 = 4500\text{mm} = 4.5\text{-}5.4\text{m}$ . Naturally, there is some leeway with these calculations, and joints can be positioned to coincide with band courses or to be 'centred' within a slab for aesthetic reasons.

Types of Joint

Different joints are used for differing purposes

### 1-Expansion joints:

Allow expansion AND contraction of a concrete slab without generating potentially damaging forces within the slab itself or the surrounding structures. Expansion joints are usually a complete 'gap' between adjacent bays, ie, there is a definite break in the concrete and any reinforcing steel that may be present. Where adjacent bays are 'tied' together by means of dowel bars, these dowels are sleeved in one of the bays to allow expansion to take place without generating stresses within the slab.

### 1-Contraction joints:

Also known as 'shrinkage joints', this type of joint allows only for contraction or shrinkage of the slab, as can be anticipated during the curing process.

### 3-Crack control joints:

As some wit once remarked, "There are only two types of concrete; that which has cracked,



and that which is about to crack." Crack control joints are a partially-formed contraction joint that aims to ensure that when the concrete does crack, it cracks in a predictable manner at a precise location.

#### **4-Construction joints:**

Although this type of joint is not a true movement joint, it is a commonly formed joint in concrete construction and so is included here for completeness. Construction joints can be horizontal or vertical and are formed when placement of the concrete is interrupted for some reason. It may be the end of a day's work or it may be that some other work needs to be completed before resuming the placement, but the result is the same - a 'surface' is formed as the placed concrete cures, and then fresh, plastic concrete is poured against this 'surface' at some later point in time.

Materials for Concrete Joints

**There are numerous different materials used in forming joints in concrete slabs, but the most common are:-**

##### **Flexible board:**

A fibrous, compressible, flexible board, such as 'Flexcell', It is cheap and readily available from Builders' merchants in pre-cut strips of the required depth, expressly for creating expansion joints. It is typically 12mm, 20mm or 25mm thick and the right thickness for the joint should be chosen. No joint should be wider than 30mm.

##### **Dowels:**

400-600mm long, 20-32mm in diameter and manufactured from Grade 250 steel.

##### **Sealants:**

##### **There are three main types:-**

☐ ☐ Hot poured, usually bituminous in origin. Not as widely used nowadays as they once were.

☐ ☐ cold applied - often a two-part polysulphide mix incorporating resin and curing agent such as Colpor 200 or Thioflex. Usually applied via a mastic gun and smoothed with a putty knife. The most commonly used joint sealant.

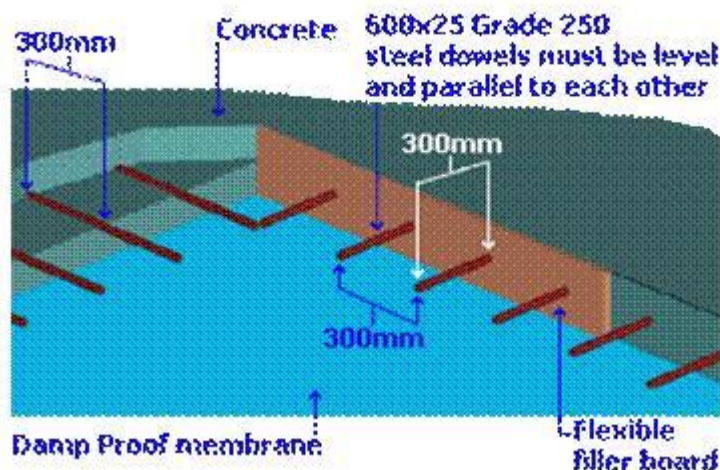
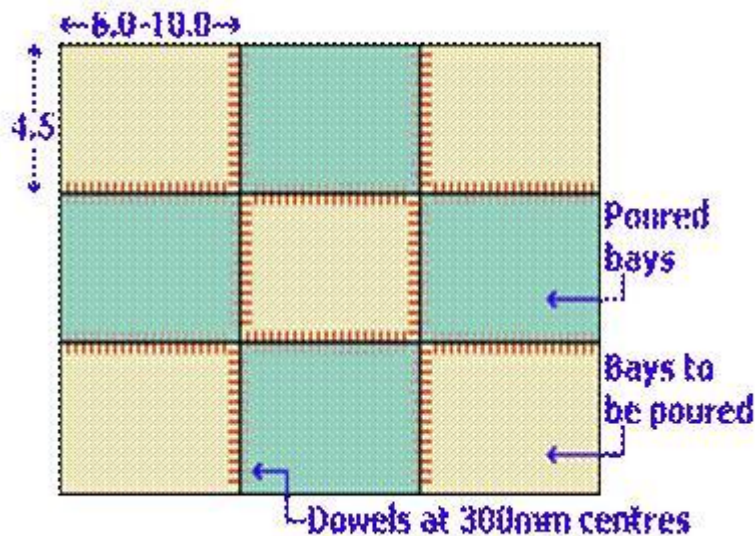
☐ ☐ Pre-formed elastomeric - expensive and, in trade parlance, a "right bastard" to work with. Need to be squeezed and inserted into a scrupulously clean and well-lubricated perfectly formed joint.

The sealant is supplied in containers of various sizes, to suit the job in hand, with different sealants being used for different projects. Builders' Merchants will advise on the most appropriate sealant for a given project, if none is specified. Before applying the sealant, the joint should be thoroughly cleaned to remove any laitance, dust or other deleterious matter. Grit blasting is the preferred method of cleaning a joint prior to sealing but a blast of very carefully aimed compressed air will usually work just as well on new joints. Sealant tends to bond better to a dry joint and ought to be kept free from traffic for the first 24 hours. A temporary cover may be placed over the joint to prevent accidental trafficking.

##### **Dowelled Joints**

Where a large area is being covered with concrete, the slab is normally divided into a number of bays and adjacent bays are tied to each other by means of dowels, short lengths of steel bar embedded half in one bay and half in its neighbors.

In alternate bay construction, the dowels are positioned in the first bay and left protruding, to be concreted over when the second bay is poured. In continuous run concreting (CRCR), a highly mechanized form of concreting normally only used on the very largest projects such as major roads and runways, the dowels are auto-inserted into the concrete as it is laid and a joint wet-formed or cut as required.

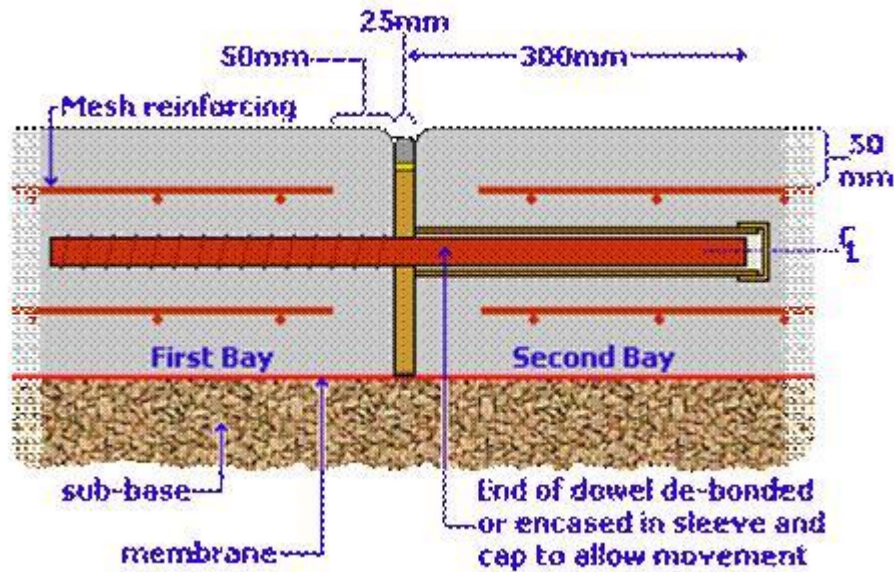


The dowels should be 600mm long and manufactured from mild steel (Grade 250). In expansion joints, the dowels are 25mm diameter at 300mm centres, but for contraction joints, the dowels may be slightly shorter, 400mm in length and 20mm diameter, again at 300mm centres. It is essential that the dowels are aligned to be level with the plane of the slab and parallel to each other to avoid the creation of stresses within the slab when movement occurs.

### **Dowelled Expansion Joints**

Expansion Joints consist of a flexible piece of compressible board, such as 'Flexcell', topped with a waterproof sealant and sandwiched between adjacent bays or between the concrete slab and another fixed object.

For a dowelled expansion joint, the dowel should be de-bonded to half-length to prevent it 'sticking' to the concrete and thereby limiting free movement. In heavy duty applications, such as roadways, the de-bonded half is sleeved and capped, or sheathed in plastic film, to ensure free movement. Provision must be made to support the dowels and maintain their accurate alignment while the first bay hardens.

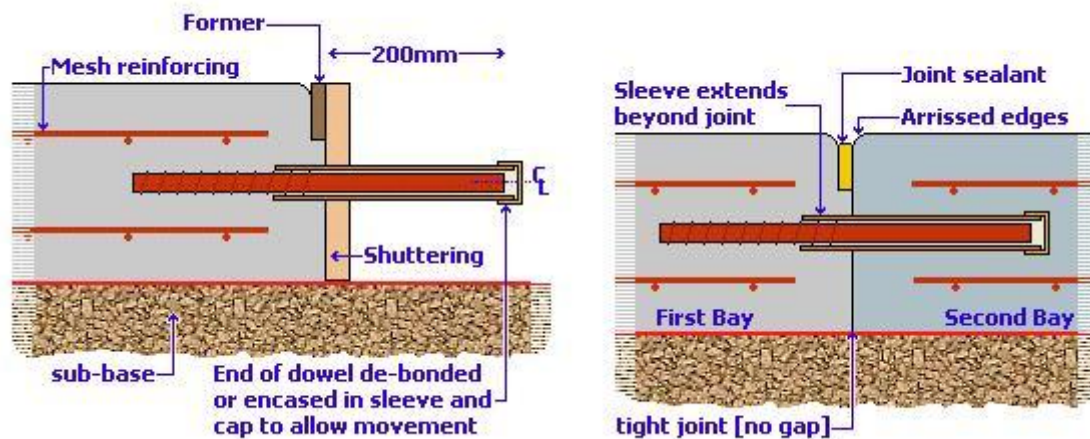


The flexible board will need to be drilled to accommodate the dowels and the edges of the expansion joint should be arrissed to prevent spalling. Once the second bay has hardened, the expansion joint can be sealed with a suitable sealant to prevent ingress of water, salts or detritus.

### **Dowelled Contraction Joints:**

With dowelled contraction joints, again the dowels are de-bonded to one half. In some cases, the sleeving will extend into the first bay so that when the completed joint is formed, the steel dowel is fully insulated from any water or salts that may find their way in to the joint. The shutter has a temporary former attached at the top edge to create a gap that will eventually accommodate the joint sealant. The edge of the concrete is arrissed to prevent spalling.

**Error**

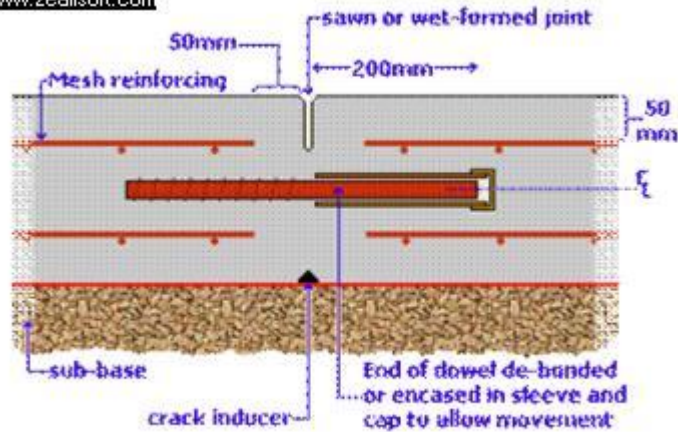


Once the first bay has hardened sufficiently and the former and shuttering has been removed, the second bay can be poured. The tight joint between the adjacent bays generates a high degree of interlock between the aggregates. After a period of hardening has been allowed for the second bay, the joint can be sealed with the appropriate sealant.

### **Dowelled Control Joints:**

Dowelled control joints (dummy joints) are most commonly used on highway and airport runway constructions, where continuous run concrete trains are used and the dowels can be automatically inserted.





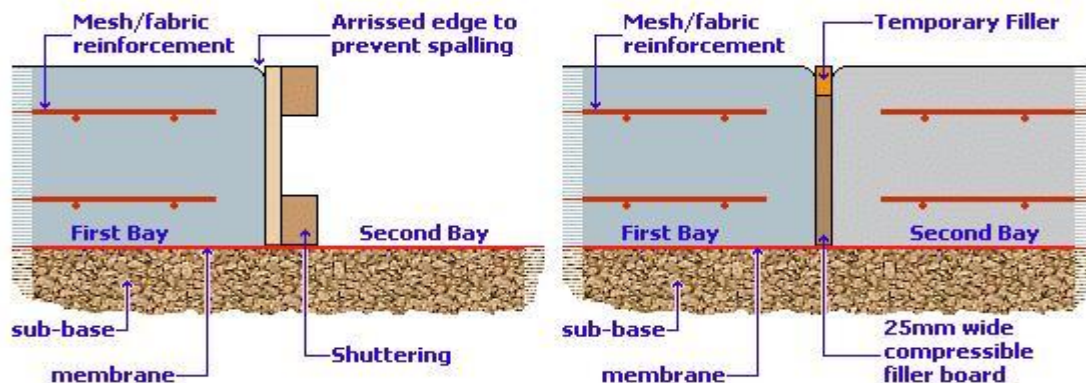
A crack inducer at the base of the concrete slab may be incorporated and a 'starter' joint created by sawing at a critical point during the curing process or insertion of a wet-former when the concrete is placed.

### Non-dowelled Joints:

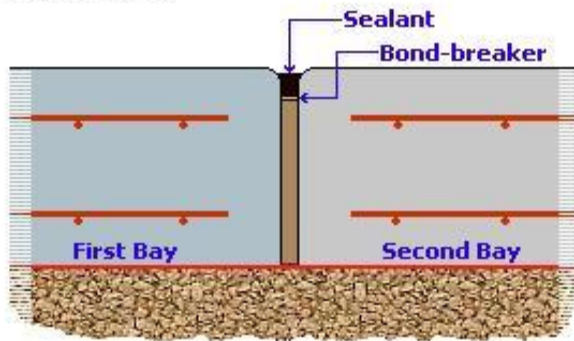
Non-dowelled joints tend only to be found in light-use applications, such as residential paths, patios and driveways. There is a good argument for all joints to be dowelled unless there are extenuating circumstances, but site practice and tradition tends to follow the simplest, cheapest option when left to its own devices.

### Expansion Joints:

Non-dowelled expansion joints are not particularly common between two new concrete bays, but they are occasionally encountered as the joint between a new concrete slab and another fixed feature, such as a wall, as the wall (or other feature) is not capable of being dowelled. This series of 3 diagrams illustrates the formation of an expansion joint between two new slabs, but the same principles apply for constructing an expansion joint between a wall and a slab.



The flexible strips should be placed vertically against a solid edge, such as a wall or to the face of an already cast concrete slab and are typically set 30mm below the finished surface level of the concrete to accommodate the sealant and a bond-breaker, if one is specified. A temporary filler strip may be positioned on top of the flexi-board to keep the joint free of concrete during placement. This temporary filler strip is removed once the concrete has hardened to reveal the required gap for the sealant.

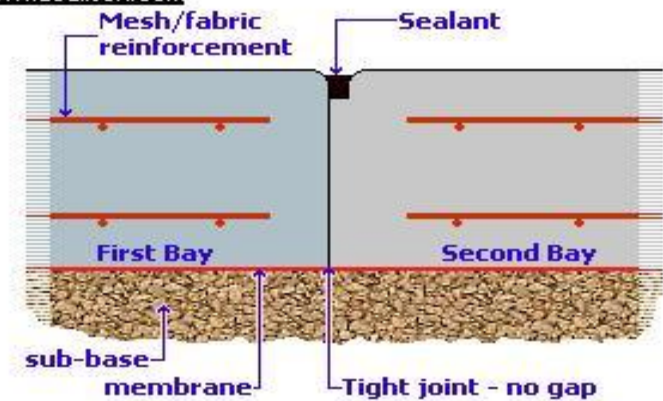


The top of the joint should be sealed with an appropriate sealant which is left slightly lower than the top of the joint.

When sealing an expansion joint between a slab and a wall, a cold-pour sealant applied via a mastic gun is the easiest option.

### **Contraction Joints:**

Contraction joints are the simplest of joints in that they are basically a break in the concrete and the reinforcement created to allow the natural shrinkage of concrete (because of curing and/or temperature change) to take place without generating crack-inducing tensile forces within the slab.



They are formed by embedding a 25×25mm timber or plastic joint-former into the still wet concrete, then removing it once hardening has taken place, and filling the void with a suitable sealant.

### **Crack Control Joints (Dummy Joints)**

This type of joint is most commonly encountered on **Pattern Imprinted Concrete** paving, particularly residential driveways and patios

For creation during construction, the control joints may be pre-formed using a timber strip and/or a Grooving Trowel. The inclusion of a crack inducer will help ensure cracking takes place in exactly the right place. Depending on the type of joint required, additional work may be necessary once the concrete has cured. If a timber or other temporary former has been used to create the wet-formed joint, it should be removed and the joint sealed with a suitable sealant, usually a polysulphide such as Thioflex.

Sawn joints are normally cut a week or more after sealing, so that the concrete will have had a reasonable amount of time to cure and avoid 'spalling' at the cut edges, and for the sealant to protect the surface from the concrete dust. On no account should concrete dust be allowed to

rest on the surface for any length of time as it will set and could damage the surface when forcibly removed.

They are cut into the cured pavement using a power saw with diamond-blade, and should be between 25% and 33% of the depth of the slab. A trolley-mounted floor saw will ensure a neat and true cut is made; hand-held cut-off saws have a tendency to 'wobble' during the cutting operation, giving a cut with all the straightness of a dog's back leg. If a hand-held cut-off saw is the only option, a suitable guide rail should be used to keep the cut straight and true.

### **Construction Joints:**

As mentioned above, Construction Joints are breaks in the continuity of a concrete structure, rather than control features, such as Expansion, Contraction or Crack Control Joints, that is, they are there through necessity rather than because of any critical engineering consideration.

#### **Simple Vertical Construction Joint:**

The most common reason for the existence of a Construction joint is the cessation of work for the day. Consider a large slab that is being poured as part of a road scheme: work cannot continue 24 hours per day, and so, when the end of a working shift is reached, the pour comes to an end, and this end, often known as a 'Stop End', 'Stunt End' or 'Day Joint', needs to be relatively neat and tidy so that work can be continued the following day, continuing on from the previous day's Stop End. The simplest form of a Construction Joint in such a scenario is shown opposite.

#### **Joggle Joint:**

In some situations, it may be preferable to 'lock together' the slab across the construction joint in such a way that shearing forces can be transferred across the joint. Often, this would be done by means of some form of dowelled joint as described above, but an alternative is to use what is known as a '**Joggle Joint**'.

There are various types or shapes of joggle joints. Some create a basic 'overlap' joint, and some may be square, rather than trapezoidal, but the simplest type, the one we've used most often, is shown here.

With this type of construction joint, a "trapezoidal key" is created in the stop end by using a 'former' attached to the stop end shuttering.

The former, which needs to be removed to facilitate subsequent pours, is often a shaped and planed length of timber, nailed to the shutter and painted with Mould Release Agent (Soap Oil).

Once placement resumes, plastic concrete flows into the void created by the former and the new work is 'tied' to that of the previous day.

#### **Construction Joint with Starter Bars:**

Another fairly common construction joint utilises what are known as 'Starter Bars' to tie together separate pours. The Starter Bars are usually 600mm long and 12-20mm diameter steel dowels, although, in some cases, steel mesh may be used. The bars, usually at 450-600mm centres, are inserted into the plastic stop end to half their depth at the end of the day. The follow-on work, when it happens, encases the protruding half of the dowels, thereby locking together the two bays.

It may appear that this type of joint is remarkably similar to the dowelled expansion joint illustrated above, but it should be noted that no accommodation has been made for expansion or other movement, and that this is a significantly inferior joint, from an engineer's point of view, to that shown previously.

While the value of this particular form of joint with starter bars may be less obvious on horizontal slabwork, its use is a regular feature of vertical masonry, where a concrete wall or retainer may need to be poured in a number of sections or 'lifts', with each section tied to the



previous for structural integrity.

When used on vertical structures, the joint itself is, naturally horizontal, and may accrue standing water or laitance if left exposed to the elements for any period of time. It is therefore essential that the surface of the joint is thoroughly cleaned with a wire brush or a scabbler tool prior to the placement of subsequent lifts.

### **Simple Horizontal Construction Joint:**

This type of construction joint is most commonly found in minor civil engineering works. the example shown here is from the construction of a **manhole chamber**. The base concrete is placed first, and may be left for a period of time or may have the first chamber section placed and levelled, or one or two courses of engineering brickwork laid more or less immediately. Some time later, the channel and its immediate haunching may be placed, further chamber sections or brickwork added as required to bring up the chamber to soffit level, and the external haunching concrete put in place. This will result is a simple, horizontal construction joint at the interface of the two phases of work.

*THE END*

اقتباس:

وإذا وجد بعد صب الارضية اى شروخ كيفية معالجتها حيث انها ارضيات مستودع سيتم دهانها بعد ذلك بمادة ايبوكسية

يتم معالجة الشروخ للارضيات بعد الصب بنفس الطريقة التي تتم بالنسبة للجدران ولمنع ظهور او لتقليل ظهور التشققات يجب اتخاذ الاجراءات التالي

- ١ . نسبة الماء في الخرسانة اقل ما يمكن
- ٢ . بعد انتهاء الصقل finishing بواسطة الهيلوكبتر يتم تغطيتها بالنيلون والخيش المبلول
- ٣ . يمكن استخدام مواد مقسية للسطح hardner تقلل من التشققات.
- ٤ . المحافظة على الخرسانة والصب بخرسانة لا تزيد عن 28 درجة مئوية
- ٥ . مدة السقاية بالماء لا تقل عن 5 ايام وبشكل غزير
- ٦ . التغطية من الشمس اثناء الصب او الصب ليلا اذا لم تكن الارضيات مغطاه
- ٧ . الاهتمام في مناطق الفواصل مع الانتباه لعدم حدوث فرق في المنسوب عند الفواصل لان ذلك سيؤدي لتكسرها اذا كان هناك مرور للاليات وخصوصا الرافعات والتي تتطلب فيها الارضيات شروط خاصة (سأشرح ذلك قريبا باذن الله)

## **اطرح المشكلة التالية**

**رزق حجاوي**  
استشاري الهندسة المدنية

من الاسئلة التي ترد في المشاريع والتي يتم الاختلاف حول الاجابة عليها بين الاستشاري والمقاول  
**Adding Water On-Site to Concrete Mixtures**  
هل من المسموح اضافة الماء للخلطة بعد وصلها الموقع ؟  
وللاجابة على هذا التساؤل اقدم لكم هذا البحث

### **Adding Water On-Site to Concrete Mixtures**

Adding water on-site to concrete mixtures has been a controversial topic for as long as concrete has been used as a construction material. The addition of water is clearly covered in ASTM C94, *Standard Specification for Ready Mixed Concrete*. The standard does allow for on-site addition of water to adjust fresh concrete properties so the material as delivered is suitable for the specific application.

Concrete that is delivered with a low slump may lack the workability for proper concrete placement consolidation and finishing operations. Additionally, low slump concrete mixtures in some cases may be deficient in air \*\*\*\*\* for durability in freezing and thawing environments or where the material may be exposed to deicing chemicals. While on-site additions of water may potentially reduce the final concrete strength properties, in many cases the consequences of adding the water may be less detrimental than attempting to place, consolidate, and finish a concrete mixture that lacks proper workability and/or air \*\*\*\*\*.

### **How Much Can I Add?**

The general rule is that water may be added to adjust the slump of the material to comply with specifications upon arrival as long as the maximum specified water-cement ratio is not exceeded. Typical additions of water on-site are in the order of 1 to 2 gallons (3.8-7.6 liter) per cubic yard (0.8 m<sup>3</sup>) of concrete (this would amount to 10 to 20 gallons (38-76 liter) of water in a ten cubic yard (7.6 m<sup>3</sup>) load. A general rule of thumb for the effect of the addition of water to a concrete mixture is an increase in slump of approximately 1 in. per gallon (25 mm/3.8 liter) of water added to a cubic yard of concrete. In short, a small addition of water (1 to 2 gal per cubic yard of concrete) can be beneficial to the quality of the hardened concrete when appropriately added (not exceeding the maximum water-cement ratio or maximum revolutions) on-site during the normal course of concrete construction.

### **Impact of Water on Concrete Properties**

**should you allow water addition on site?** ASTM C94, ACI 301, and other building codes allow for it. Many times obstacles such as transportation and weather conditions take away from the workability of concrete. There are pros and cons to consider. Get a realistic look at the effects of adding water to concrete at the job site – including discussion on water-to-cement ratio, testing and chemical admixtures. Then make an educated decision on whether to add, or not to add...

Upon completing this webinar, the participant should be able to:

1. Recognize applicable codes and specification requirements on water (ACI 318, ACI 301, ASTM C 94).
2. Discuss influence of water on consistency of concrete- including sources of water (batch water, aggregates, wash water).
3. Understand the importance of water cement ratio.
4. Describe the impact of on-site water addition to consistency, set time, chemical admixtures, strength and permeability.

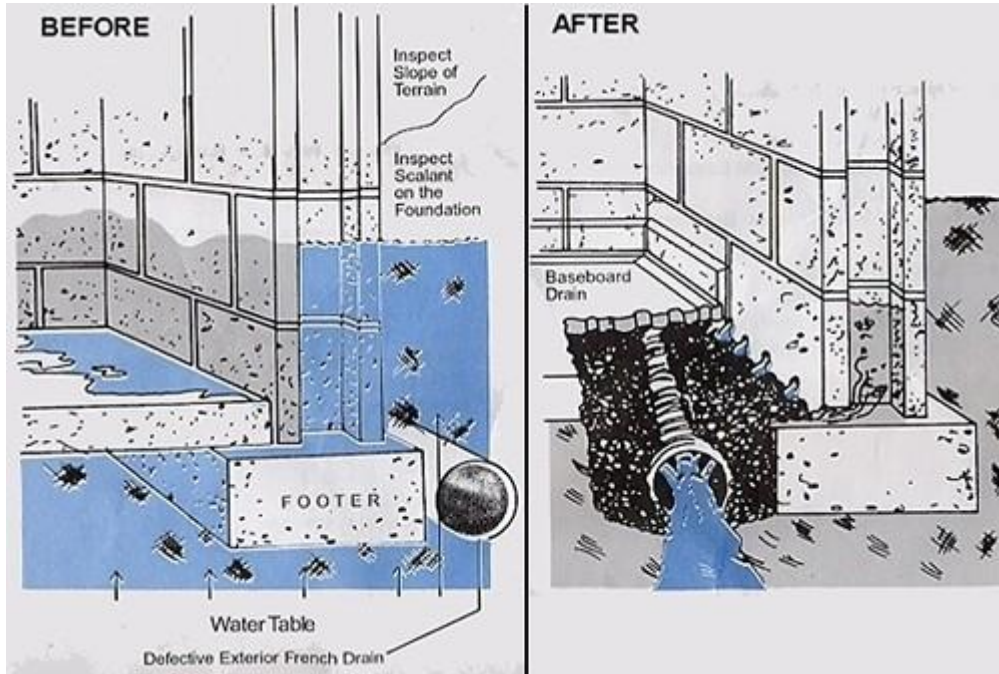
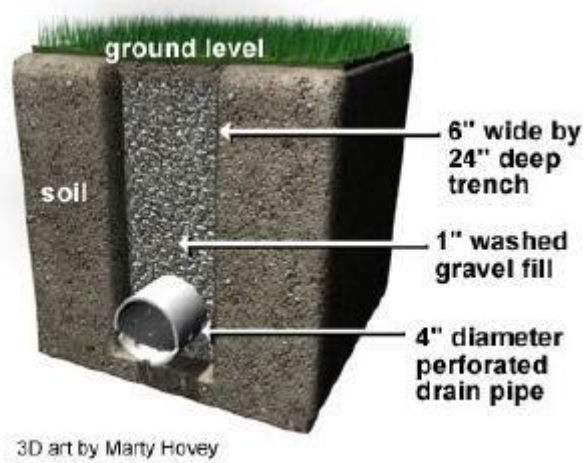
Verified participants in this webinar will be awarded 0.1 CEUs (usable for 1.0 PDH in most places) sent via email after submitting an evaluation.

ومن وجهة نظري اذا كان هناك نقص في درجة التشغيل للخرسانة **workability** او ان هناك كثافة في التسليح او لاية اعتبارات اخرى فيفضل اضافة مواد مضافة تساعد على درجة التشغيل  
Chemical admixture like super plasticizer بدلا من الماء لان ذلك يحافظ على قوة الخرسانة ويتم اضافة نسبة قليلة وتعطي الغاية المطلوبة اكثر من الماء الذي يؤثر سلبا على الخرسانة

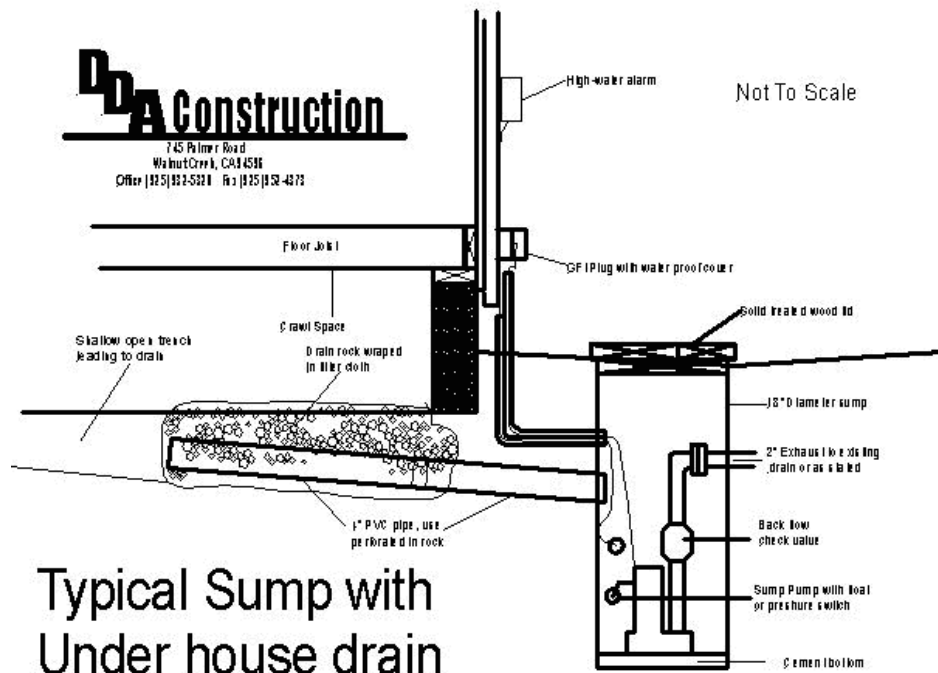
## اطرح المشكلة التالية

**رزق حجاوي**  
إستشاري الهندسة المدنية

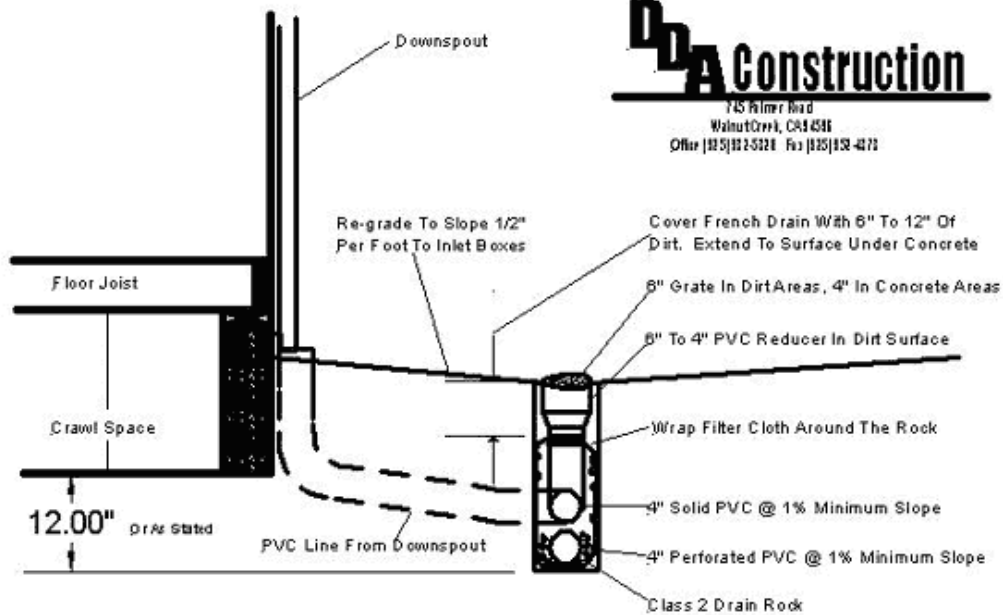
عندما يكون هناك تسرب لمياه الامطار او اي مصدر للمياه حول الابنية فان ذلك يشكل خطرا على الابنية خصوصا اذا كان هناك طوابق تحت مستوى الارض حيث يلاحظ كثيرا تسرب للمياه خصوصا في فصل الشتاء ولمنع هذه المشكلة يتم تركيب نظام تصريف French drain حيث يتم عمل شبكة حول المبنى من المواسير المثقبة ( او تكون مشرحة UPVC Perforated Pipes ) ويتم تنفيذها بميول تحت منسوب ادنى طابق تسوية بحيث تتجمع في النهاية في حفرة تجميعية Submersible pit ومن ثم تركيب مضخة غاطسة submersible pumps او اذا امكن يتم تصريفها لمنطقة اخفض اذا امكن ذلك





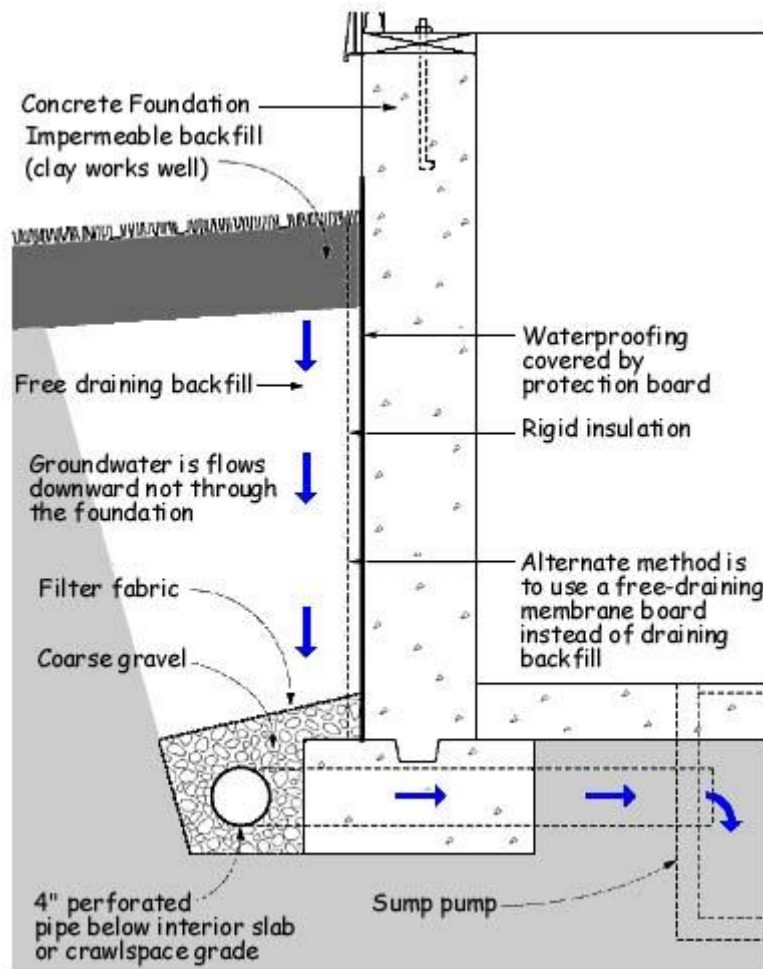


Typical Sump with Under house drain

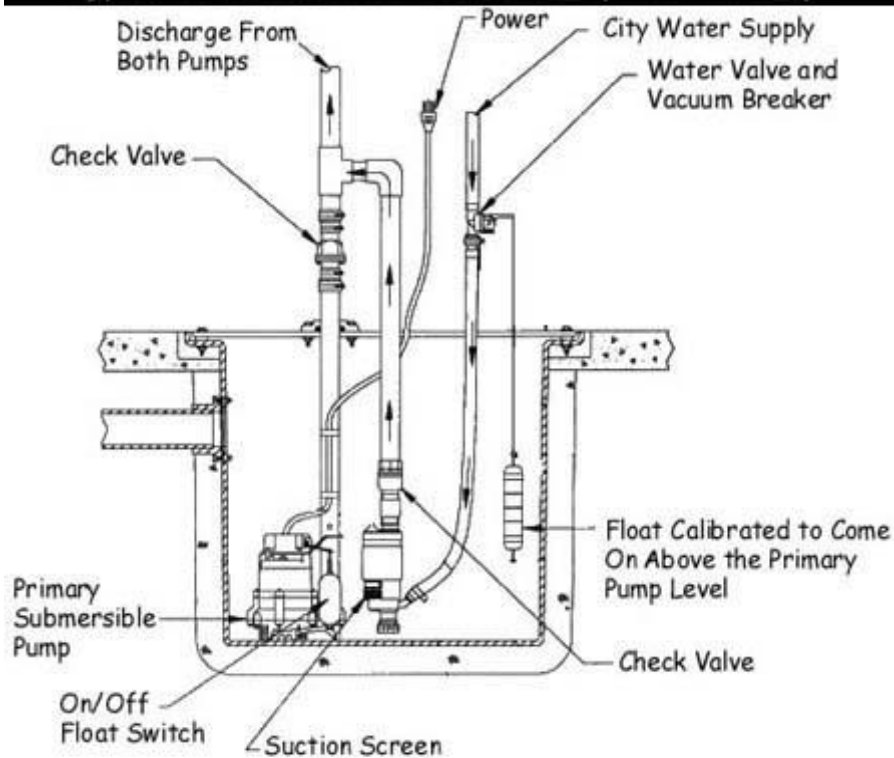


French Drain And/Or Surface Drain Section

For Surface System Only, Use Only Solid Pipe



### Typical Installation of Electric Sump With Backup



**How to design and build a French Drain / Leach Line:**

Many of us have had water problems on the land around our homes and businesses. When the rains come we sometimes end up with water problems that range from bird-baths to small ponds to huge lakes! Oftentimes these water issues affect our homes - and cost in repairs. Grading the land surface, or pouring water-deflecting, sloped concrete are the typical "first choices." Other solutions involve adding surface drains and diverting problematic water by underground pipe to a better location.



Sometimes we inherit a soggy-situation or we create our own problems by installing expensive hardscapes that were really great until that first BIG RAIN - when we learned that we failed to adequately-allow for some water situations. In many circumstances there is no where to run drain lines and our choices are very limited...



Then there are those who must keep the fluids underground - those who need to repair, replace, or add capacity to a Septic System. In this instance, the "French Drain" is called a Leach Line, Leach Field, or Leach System. Whatever the issue, if you have soil that will absorb liquid and you will not create other problems by going underground, then a French Drain / Leach Line may be a solution!

**\*\*\* DISCLAIMER:** Please remember - the Posts and Pictures on our site are to assist D.I.Y. folks and contractors who might be new to particular construction challenges. We are not Civil Engineers. You should check with your local building departments before tackling such a project. Septic Systems are usually governed by sets of Health & Safety Rules that will change jurisdiction by jurisdiction. Porting



water into the earth on hillsides may cause instability. Be careful. Use wisdom. Check with your local authorities... \* \* \*



That said - we have built a number of French Drains, Leach Lines and Leach Fields over the years - from long, long trenches that you'd swear could easily handle the runoff from the mighty-Mississippi, to small, but functional 4' x 4' square foxholes dug straight down about 7-8 feet deep to handle some runoff on the rear concrete deck of a small condominium...

No matter the size or complexity - the basics are simple...

Most French Drain Systems are constructed using simple tools and materials; a Bobcat, a one-day Backhoe rental or just some shovels; woven landscape fabric, (sometimes called: Geo-Textile fabric, landscape fabric, weed-control fabric); pea gravel or crushed rock; and manufactured perforated drainage pipe or heavier-duty pipe that you can perforate yourself...



We located a patch of soil downhill from the house, and ran a level mason string such that we ended up with a level area that measured 144 feet.



We could have rented a mini-excavator for \$220, including delivery and pick-up. We should have. Our client wanted to provide some work for a young man - so this 3'x3'x144' trench was dug by hand in four days. There were some roots that slowed the progress.





We purchased some Geo-Textile fabric - sometimes called "landscape fabric." The rolls of this are sized like carpeting in 12' rolls.





## Landscape Fabric (12' Roll)

We lined the trench with landscape fabric, leaving sufficient extra to fold over the top of the gravel



The trench was big enough (volume wise) that we could have ordered a full truck and trailer of 3/4" crushed rock - delivered (a Truck & Trailer = 24-Tons). Since this was a more-casual project, one of several concurrent projects being performed during a week when we were at the job site every day anyway, we simply used our trailer for a few loads which we would pick up at a Masonry & Stone Supply Yard.





The hillside homes we often work at have long, winding, narrow driveways - so the trailer was as effective as a semi-truck delivery. We have a John Deere Skid-Steer at the site (often generically called a "Bobcat"). So scooping the gravel up and getting it to the trench was a snap.

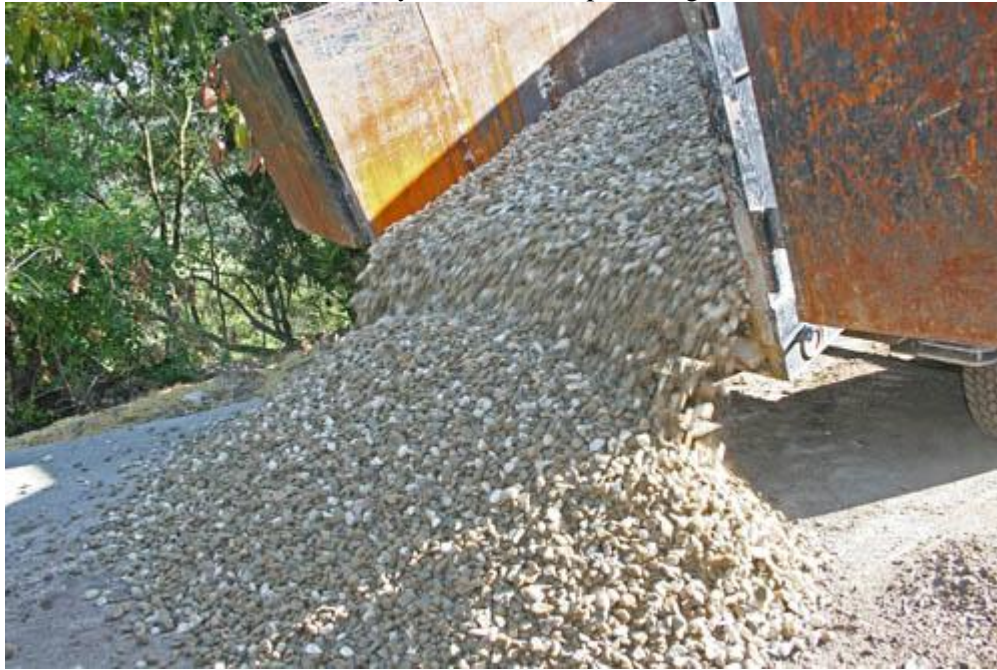


We are really enjoying this trailer - can you tell?





Contractors around the U.S. use all manner of rock sizes for drainage projects. Most French Drains are going to be so effective that you will never surpass their capacity. 3/4-inch crushed rock is extremely common, and priced right too.



Many contractors will place their perforated pipe close to the bottom of the trench and expect the liquids to rise above the pipe. We find that “set-up” is asking for problems as any solids or silt that may get through the landscape fabric will tend to collect inside the pipe.



We want to fill up our 3' x 3' trench about  $\frac{2}{3}$ 's to  $\frac{3}{4}$ 's high with crushed gravel. We are placing the gravel carefully so that it is level when time to place the pipe.





If you have a mason string or laser level - you will want to double check your gravel bed before getting to the next step.









With a 144' Mason String now pulled taut - we checked that it is level. Now we are ready to lay our home-made, perforated, 4-inch pipe. We want the pipe level so that when water is flowing slowing into the pipe that it will travel THE ENTIRE 144-FOOT LENGTH of our pipe before the water rises high-enough to the level of the perforated holes. Then the water will ooze out along the ENTIRE LENGTH of the trench.





We are going to set up a simple Laser Level, then adjust the Remote-Sensor on our Level-Stick. As we touch the “Level Stick” to the top of the perforated drain pipe, we dig the pipe into the gravel or add gravel under the pipe every few feet as we **MAKE CERTAIN** that our **DRAIN PIPE** is **PERFECTLY LEVEL**.







The gravel was pretty uniformly placed and raked level to that string before we started. Kicking gravel with shoes here or there is about as difficult as it is to level the pipe. AS WE LEVEL THE PIPE we scoop more gravel ON TOP so as to hold the pipe “in place.”





The holes in the pipe (as seen in the photo below) are not yet pointed correctly - so please do not make any assumptions. We have made our own perforated pipe - as we wanted to buy stronger, schedule-40, Sewer Pipe (available at any Home Depot, Lowe's, etc...). We drilled 2 parallel rows of 5/8"-inch diameter holes using a new, sharp, hole-saw bit every 6-inches on the pipe. Since we had a lumber-rack on our truck, we purchased 21' 4-inch pipes - so that is 2 rows of 42 holes - or 84 holes per pipe length. Over our trench of 144 lineal feet we have approximately 576 drain holes.





Laser Levels are so inexpensive these days - and so useful. This is very basic. We could have clipped the sensor to a tree branch - it doesn't matter... What is important is that when the "stick" is on top of the pipe a-n-y-w-h-e-r-e on the 144-feet of pipe that the sensor is "chirping" its *"I am level tune..."*





As one person double-checks the pipe, two helpers adjust the gravel accordingly - adding gravel on top of the pipe too.



It is a good idea to bring up the ends of the pipes at each in if you are constructing a single-pipe French Drain / Leach Line.







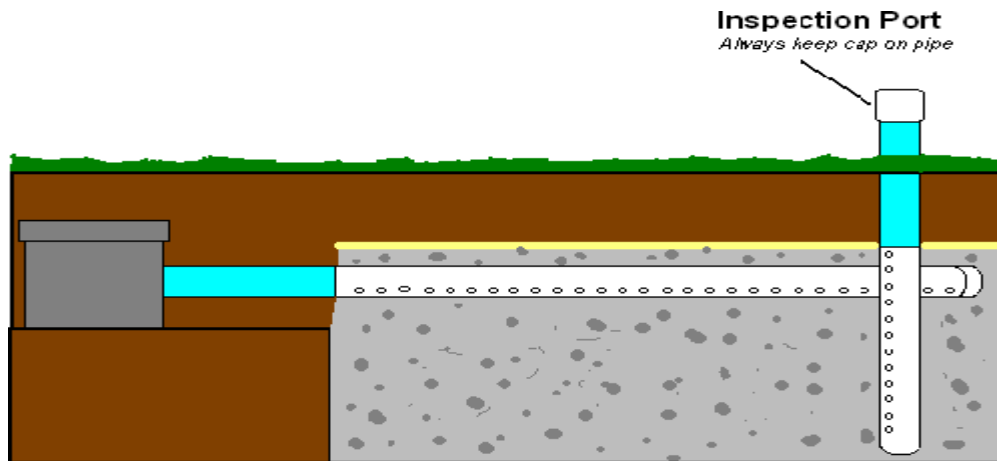


These "RISERS" are capped and a "Sprinkler Valve" Access Box is placed over these access points to keep its location "known" and to protect the pipe from damage. See the Orange Cap? Put caps on the pipe to keep rodents and debris from getting into your drain line. Now we have two clean-outs should we ever need them.



A second perforated pipe is put into the trench all the way to the bottom of the trench so that you can test the “liquid-level” in your gravel with a test “Dip-Stick.” This is more-common in Septic System Leach fields - for maintenance and performance testing.





The next step is to fold the Geo-Textile Landscape Fabric over the gravel - so well that soil will not easily breach our fabric barrier. We use galvanized 10-d or 16-d nails to "PIN" the fabric together. Pin it like you pin a name-tag to a shirt or blouse.





Cover over your trench with soil (as we are planning to do), perhaps pour a concrete walkway on top, maybe build a paver walkway on top, put more gravel on top and place stepping stones in the covering gravel if this drain area will help with other runoff issues.



Trim your Clean-Out “Risers” just below the level of the surface and protect them with inexpensive valve cover boxes. Here is our East End.



Should the French Drain / Leach Line ever need to be cleaned: Pressure or Roto-Rooter - there's 2 access points





Here is our West End.









## اطرح المشكلة التالية

### المصري 3

عضو

مهندس رزق السلام عليكم وجزاكم الله خيراً على هذه الاطروحات الممتازة.  
مهندس رزق أنا الآن بصدد عمل بحث عن تصميم الواجهات الزجاجية structural glazing فأتمنى أن أستفيد من خبرة حضرتك إن أمكن بتزويدي بأي تفاصيل عن تصميم هذه الواجهات من حيث تصميم قطاعات الألومنيوم وكيفية حساب مقاساتها وكيفية حساب أكبر مقاس ممكن لضرف الزجاج وخلافه ، وبعض الإعتبارات التي تأخذ أثناء التركيب ولسيادتكم جزيل الشكر.

### رزق حجاوي

إستشاري الهندسة المدنية

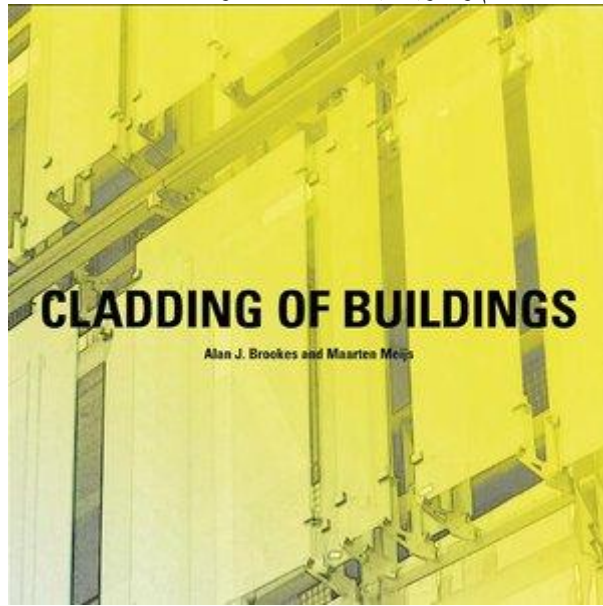
بخصوص الواجهات الزجاجية structural glazing  
قبل البدء لنعرف معنى الواجهات الزجاجية الانشائية

Structural glass is glass which has gone through a manufacturing process to enable it to be used for structural elements of buildings. The resulting product enables walls, floors and ceilings in buildings to be transparent and can even be load bearing. Structural glazing is made by "heating sheets of glass uniformly after manufacture until it is plastic and then rapid cooling with jets of air. The outer layers closest to the jets of air cool and solidify first; they contract as they cool. As the inner layers try to follow they throw the outer layers into compression. This process creates a glass that is about 7 times stronger than ordinary / untreated float glass."

ان لكل شركة مصنعة لها المقاطع الخاص الخاصة بها وهي تكون مسؤولة عن تقديم الحسابات الانشائية واجراء التجارب على الواجهات الزجاجية وبشكل عام فان هناك متطلبات عامة يجب ان تحقق عند تقديم اي شركة لمنتجاتها من حيث :-

- ١ . الحسابات الانشائية التي تثبت قدرة الواجهات على تحملها حسب المتطلبات التصميمية من حيث ( سرعة الرياح ، العوامل الحرارية وهي التمدد والتقلص، وقوى الصدم وغيرها من الاحمال والقوى ..... ) .
- ٢ . المقاطع التفصيلية للواجهات العمارية ومناطق التثبيت وطريقة التثبيت مع الحسابات الانشائية اللازمة .
- ٣ . عازلية الزجاج للحرارة ولاشعة الشمس **U-Value** بحيث تحقق العازلية المطلوبة حسب متطلبات التكيف وحسب معامل العازلية يختلف الحمل الحراري سواء للتبريد او للتدفئة تبعاً لذلك .
- ٤ . مدى وضوح الرؤيا من خلال الزجاج .
- ٥ . متطلبات خاصة من حيث مقاومة للحريق او للرصاص او للانفجارات .
- ٦ . تقديم الشهارات والفحوصات من جهات معتمدة تثبت الخصائص المطلوبة ومطابقتها للمواصفات .
- ٧ . اجراء التجارب الموقعية من حيث كئامتها للتسرب ومقاومتها للرياح ( حسب ارتفاع المبنى والسرعة التصميمية للرياح ) في مختبرات الفحص .

هذا بشكل عام وللمزيد اليك هذه الابحاث والكتب



<http://uploading.com/files/KIR2HSTE/CladdingBuildings.zip.html>

or

<http://depositfiles.com/en/files/f6e97mrdl>

<http://www.techno-preneur.net/information-desk/sciencetech-magazine/2009/march09/Use-of-glass.pdf>

واليك ما تم نشره سابقا بخصوص طلبك

<http://www.arab-eng.org/vb/t188579.html>

<http://www.arab-eng.org/vb/t176977.html>

Great Glass Building

<http://uploadbox.com/files/bd6af5679b>

or

<http://uploading.com/files/6WU21SVP/Great%20Glass%20Building.rar.html>

<http://depositfiles.com/en/files/9yd12w79o>

[http://www.dowcorning.com/\\*\\*\\*\\*\\*/publishedlit/62-0979c-01.pdf](http://www.dowcorning.com/*****/publishedlit/62-0979c-01.pdf)

<http://www.buildnova.com/buildnovav3/buildingsystems/StructuralGlazing/sglazing.htm>

تفاصيل المقاطع

<http://www.google.jo/images?hl=en&q=structural+glazing+details&revid=417346513&resnu>

## اطرح المشكلة التالية

احمد قديس

جديد

اليكم مشكلتي واتمني ان اجد الحل العملي الهندسي  
قمت بعمل تصميم لمنزل وبسبب انشغالي واستعجال صاحب المنزل في البناء لظروف خاصة به فلم اكن اتابع المقاول  
المنفذ بصورة جيدة وقام بعدم تنفيذ بعض الاجزاء اما لقلة خبرته او عدم تمكنه من تنفيذها او لاي سبب اخر  
المهم مدرج صورة توضح الجزئية التي تجاهلها

### 1- الدائرة الكبيرة ( المشكلة الاولى )

الكمرة محمل عليها كمرتين هل هناك مشكلة انشائية في ذلك (كمرة محمل عليها كمرتين ) ؟؟؟؟

طول الكمرة المحمل عليها تقريبا 4.5 م

الكمرة الاولى المرتكزة عليها تقريبا 3.5 م

الكمرة الثانية المرتكزة عليها 1.20 م

قطاع الكمر 25\*60 سم

### 2- الدائرة الصغيرة وهي المشكلة الاكبر

في التصميم كانت الكمرة تصل حتي العمود المقابل ولكن المقاول لم يفعل ذلك وربطها مع الكمرة المتصلة بالعمود الذي  
في زاوية المبني فاصبحت الكمرة مثل حرف | اي غير مرتكزة علي عمود في زاويتها ( اصبحت الكمرة تحمل كمرة )  
فهل هناك مشكلة علما ان المقاول قام بزيادة الحديد في هذه المنطقة ( عمل مخدات او فواتير )  
وهذا التصميم للدور الارضي فهل عمل حائط سمك 25 سم يقوم بحل المشكلة لانه سيحمل الكمرة فوقة ويوزع الاحمال  
علي الارض مباشرة

بحيث نتلافي هذا الخطاء مستقبلا بالغاء العمود الموجود في الزاوية ومد الكمرة الي العمود المقابل ابتداء من الدور الاول  
؟؟؟

قبل ان يتهمني احد بسوء توزيع الاعمدة والكمرات والتصميم الانشائي عامة فاحب ان اقول ان بعض الاعمدة كانت  
موجودة في الموقع قبل البدء في التصميم اي انها مفروضة علي  
ثانيا انا مهندس معماري وليس انشائي اتمني الا يكون هناك مشكلة انشائية وارجو الرد بحل عملي ان كان هناك مشكلة  
ليمكن حلها

رزق حجاوي

استشاري الهندسة المدنية

القياس:

### 1- الدائرة الكبيرة ( المشكلة الاولى )

الكمرة محمل عليها كمرتين هل هناك مشكلة انشائية في ذلك (كمرة محمل عليها كمرتين ) ؟؟؟؟

طول الكمرة المحمل عليها تقريبا 4.5 م

الكمرة الاولى المرتكزة عليها تقريبا 3.5 م

الكمرة الثانية المرتكزة عليها 1.20 م

قطاع الكمر 25\*60 سم

ليس هناك اي مشكلة انشائية في أن الكمرة الرئيسية تحمل اكثر من كمرة Beam بشرط ان يتم تصميم ذلك وان يكون  
امنا من الناحية الانشائية.

القياس:

### الدائرة الصغيرة وهي المشكلة الاكبر

في التصميم كانت الكمرة تصل حتي العمود المقابل ولكن المقاول لم يفعل ذلك وربطها مع الكمرة المتصلة بالعمود الذي  
في زاوية المبني فاصبحت الكمرة مثل حرف | اي غير مرتكزة علي عمود في زاويتها ( اصبحت الكمرة تحمل كمرة )  
فهل هناك مشكلة علما ان المقاول قام بزيادة الحديد في هذه المنطقة ( عمل مخدات او فواتير )  
وهذا التصميم للدور الارضي فهل عمل حائط سمك 25 سم يقوم بحل المشكلة لانه سيحمل الكمرة فوقة ويوزع الاحمال  
علي الارض مباشرة

بحيث نتلافي هذا الخطاء مستقبلا بالغاء العمود الموجود في الزاوية ومد الكمرة الي العمود المقابل ابتداء من الدور الاول  
؟؟؟



عند تمرير الأنظمة الميكانيكية أو وجود

مرونة في التشكيل المعماري  
كبر عرض المسافات الأفقية بين الدعامات  
وهنا النوع الآخر من الأسقف الحديدية ولها نظامين أيضا:

### **نظام الكمرات الحديدية:**

- نظام الكمرات الحديدية العرضية المتوازية لدعم نظام البلاطات الإنشائية **وتتميز بما يلي :**
- بالإمكان استخدام البلاطات الإنشائية معلقة خارجيا
  - صغر عرض المسافات الأفقية بين الدعامات
  - يتم تحميل الكمرات العرضية بكرات أو حوائط
  - مرونة في التشكيل المعماري
  - نظام الألواح الحديدية
  - كبر عرض المسافات الأفقية بين الدعامات
  - مرونة في التشكيل المعماري
  - عند تمرير الأنظمة الميكانيكية أو وجود أحمال متركزة أو فتحات يجب زيادة الكمرات الحديدية العرضية الحاملة

### **وأخيرا الأسقف الخرسانية المسلحة :**

- لها عدة خصائص:**
- من الممكن تشكيل الخرسانة المسلحة لتعطي شكل اعمده او كمرات
  - او مسطحات افقيه او هيكل انشائي بأي شكل كان.
  - يتطلب تصميم الخرسانة المسلحة حسابات دقيقة للأحمال الحيه والميتة
  - وحديد التسليح وكمية الإسمنت وسمك مقطع السطح
  - من الممكن صب الخرسانة المسلحة بأي شكل ويعتمد ذلك على توفر اشكال
  - قوالب الصب وطريقة حديد التسليح وطرق الإنشاء بالموقع
  - ويتطلب نظام الخرسانة المسلحة الى وصلات انشائية مابين قطاعات
  - النظام وفواصل تمدد حراري لتفادي عوامل التمدد والانكماش.
  - وتعتبر درجة قوة ومتانة ومقاومة الحريق المطلوبة للهيكل الإنشائي الخرساني من العوامل الأساسية المحددة لنوعية
  - مكونات الخليط الإسمنتي من حصى واسمنت وماء والمواد المضافة للخليط
  - يمكن تلوين السطح الخارجي للهيكل الإنشائي بأي
  - لون وذلك باستخدام اسمنت ملون او حصى ملون او
  - اضافت مواد ملونه خاصة بذلك كما يمكن دهان السطح
  - الخارجي بدهانات خاصة.
  - ومن الممكن تشكيل السطح الخارجي للهيكل الإنشائي
  - بأي شكل ويعتمد ذلك على تشكيل قوالب الصب المستخدمه.
  - كما يمكن اعداد عناصر الهيكل الإنشائي من اعمده و
  - كمرات وحوائط وأرضيات مسبقة الصب للتمكن من زيادة
  - درجة التحكم في الجوده.

### **نأتي لأقسام هذا النوع من الأسقف تقسم إلى 9 أقسام:**

- |                                  |                                 |
|----------------------------------|---------------------------------|
| أسقف ذات اتجاه واحد              | أسقف ذات اتجاهين                |
| سقف هيكلي                        | أسقف ذو اضلاع داعمة             |
| سقف ذو اعصاب خرسانية             | أسقف مستوية ذات تيجان باتجاهين  |
| أسقف مسطحة بدون تيجان باتجاهين   | أسقف مستوية بدون تيجان باتجاهين |
| أسقف خرسانية مسلحة بالطوب المفرغ |                                 |

وهناك نقطة مهمة يجب ذكرها

### **يعتمد اختيار النظام الإنشائي للبلاطات الإنشائية على:**

- نوعية الأحمال
- وزن الأحمال
- السمك المرغوب فيه للأرضيات
- عرض المسافات الأفقية بين الدعامات

## **المصري 3**

عضو

مهندس رزق أنا الان أوقوم بتشطيب مبني إداري وأستخدم به القواطع الجبسية:  
**أولا** أريد نصيحة حضرتك هل أقوم بعمل القواطع الجبسية على الخرسانة مباشرة أم أقوم بعملها بعد الإنتهاء من تشطيب كامل الأرضية لسهولة التعديلات المستقبلية.  
**ثانياً** أأمل من حضرتك لو زودتني بتفاصيل للقواطع الجبسية والزجاجية وكيفية تثبيت الأبواب وخاصة إذا كانت خشبية وزنها كبير إلى حد ما بالقواطع الجبسية.  
**ثالثاً** ما هي أهم النقاط التي أدقق فيها جيداً أثناء تنفيذ القواطع الجبسية والزجاجية.

رابعاً خطوات تشطيب القواطع الجبسية.  
خامساً: هل حضرتك تفضل بالقواطع الجبسية صوف صخري أم صوف زجاجي

## اطرح هذا الموضوع

**MASOUD ALI**

عضو

عندى كمره عمق 70 سم \* 25 سم وتم تنفيذها فى الموقع بطريق الخطاء 60 \* 25 سم وذلك لمبنى ادارى ابعاد البلاطة 5.13 \* 5.5 و 4.88\*5.5 و 5.5 \* 4.25 و 6.25 \* 5.5 مع العلم ان سمك البلاطة 20 سم فما الحل ؟؟؟؟

**رزق حجاوي**

إستشاري الهندسة المدنية

السلام عليكم

في البداية يتم التأكد من سلامة المقطع حسب ما تم تنفيذه من حيث الابعاد وحديد التسليح.  
ويمكنك ان ترسل سكتس بالبلاطات slabs مبين عليه الكمره وحديد التسليح وقوة الخرسانة ومن يتم التدقيق

**رزق حجاوي**

إستشاري الهندسة المدنية

كيفية حل مشكلة توقف الصب في البلاطات

سيكون الموضوع في البلاطات الاحقة الاجهاد Post tension Slab=PTS وسالخص المشكلة كما يلي.  
في احد المشاريع التي تستخدم البلاطات PTS بنظام Unponded Cable وبعد صب قسم من البلاطة حصل طارئ ادى الى توقف توريد الخرسانة مدة تزيد عن 3 ساعات والذي ادى الى حصول construction joint حيث كان التوقف في الصب بعد الاعمدة وعلى مسافات مختلفة وكذلك الصب تم لجزء من سماكة البلاطة بحدود نصف سماكة البلاطة.  
ونتيجة لهذا الوضع فما كان من الشركة المتخصصة في تنفيذ البلاطات PTS الا ان قدمت كتاب تحفظ للاستشاري بعدم مسؤوليتها عن الامان في هذه البلاطة مما دفع الاستشاري لتوجيه كتاب للمقاول الرئيسي يفيد بأن اتمام العمل والامان للبلاطة هي من مسؤوليته ، وبعد اتمام الصب والتأكد من قوة الخرسانة حسب متطلبات العطاء تم شد الكوابل حسب الاصول.

لكن الاستشاري اصر على ان ذلك لا يفي بالمتطلبات التعاقدية لان توقف الصب في البلاطة لم يكن ضمن المناطق المسموحة بها ( في الثلث الاول حسب اعتقاده ) وبسبب تخوفه من كتاب منفذ البلاطات بعدم مسؤوليته فقد تم الاتفاق لحل هذه المشكلة ان يتم الاجراء التالي

- ان يتم عمل تجربة التحميل Loading Test
- ونتيجة لما سبق متى يمكن اجراء هذا التحميل ؟ وان التأخر في تنفيذ هذا الفحص سيؤدي الى تأخر للمشروع ؟
- تم سؤال الشركة المنفذة للبلاطات في حال حصول هذه المشكلة وهي توقف الصب فما هو الاجراء المطلوب ؟ واين يمكن توقيف الصب ؟ فكان رد الشركة المنفذة انه لا يمكن تحديد مكان لتوقيف الصب ؟! . وانه لا يوجد اي اجراءات يمكن اتخاذها في مثل هذه البلاطات ؟!!!!

وبعد اجراء فحص التحميل تبين ان لا تحقق شروط الهبوط المسموح به حسب متطلبات التحميل مما ادى الى تكسير البلاطة بالكامل ؟!!!!!!!

والسؤال على هذه الحالة

**هل صحيح انه لا يمكن توقيف الصب في البلاطات PTS وانه لا يوجد اجراءات يمكن اتخاذها في حالة التوقف للصب ؟.**

**هل كان سبب رسوب البلاطة على التحميل هو توقف الصب ؟ ام السبب هو التصميم للبلاطة PTS ؟**

بانتظار المشاركات في هذا الموضوع للوصول لحل هندسي يستفيد منه الجميع في حال حصول مشكلة في صب البلاطات PTS والتي بدأ انتشارها في اكثر من دولة عربية في ظل خبرات قليلة جدا لدى كثير من الاستشاريين والمقاولين والمنفذين لمثل هذا النوع من البلاطات.



سأعيد طرح المشاركة بطريقة أخرى للذين عملوا في مجال بلاطة Post tension slab وخصوصا في الامارات لانها المكان الاكثر انتشارا في تنفيذ هذا النوع من البلاطات وخصوصا في الابراج. Tower Building هل حدث لديك توقف في صب خرسانة بلاطة PTS ما هي مدة التوقف التي حدثت ؟ ما هي الاجراءات والاحتياطات التي اتخذتها عن توقف الصب والاجراء الذي تم عند متابعة الصب ؟

## حسان2

استشاري الهندسة المدنية

القياس:

### المشاركة الأصلية كتبت بواسطة رزق حجاوي

السلام عليكم

في هذه المشاركة في موضوع "مشاكل تنفيذية وحلول هندسية" اضع امامك مجموعه من التساؤلات والاجابة عليها تختلف من مهندس لآخر ومن شركة تنفيذ او اشراف لآخرى ويعود معظمهما للخبرة الذاتية في هذا المجال ومدى تطبيق هذه او تطابق هذه الحلول مع الكودات العالمية.

## إذا كان لدينا رافت=حصيرة Raft Foundation بأبعاد 60 \* 60 م بارتفاع 2.5 م

1. هل يتم صب الرافت على مرة ام يجب تجزئة الصب على مراحل وبابعاد لا تزيد عن 25\*25 م ؟ وفي حال التجزئة فما هي الاجراءات اللازم اتخاذها عند فواصل الصب .
2. هل يمكن صب الرافت على مراحل ولكن توقف الصب يكون بشكل افقي اي يكون الصب في كل مرة على ارتفاع 85 سم؟ وإذا سمح بذلك ما هي الاجراءات اللازم اتخاذها عند فواصل الصب الافقية .
3. هل نحتاج الى طبقة تسليح في وسط ارتفاع الرافت ام يكفي حديد التسليح في الاسفل والاعلى حسب متطلبات التصميم الانشائية ؟ .
4. اذا كان تقرير فحص التربة يشير الى ضرورة استخدام اسمنت مقاو للكلوريتات Sulphate Resistance Cement فكيف يتم عمل Temperature Quality Control على الخرسانة حيث تمنع المواصفات استخدام Fly Ash or GGBFS مع الاسمنت المقاوم للكلوريتات .

بانتظار النقاش حول التساؤلات السابقة وغيرها من التساؤلات بما يثري موضوع تنفيذ الرافت.

القياس:

### المشاركة الأصلية كتبت بواسطة رزق حجاوي

السلام عليكم

قبل البدء اقدم شكري وتقديري لكافة الاعضاء في المنتدى واخص بالشكر ادارة المنتدى والمشرفين على المنتدى على الثقة والوسام الذي تم منحه لي وان شاء الله اكون على المستوى المسؤولية العلمية والمنهية لهذا الوسام واسأل العلي القدير ان يلهمني الصواب والعون على تحمل هذه المسؤولية.

فكما ذكرت في بداية المشاركة ان موضوع الفواصل Joints في الرافت انه موضع اختلاف بين المهندسين والكودات حول وضع فواصل في الرافت ام لا.

ومن وجهة نظري الخاصة ومن خلال الخبرة العملية والابحاث والكتب الهندسية المتخصصة في هذا المجال للرأي القائل انه اذا كان هناك طوابق تسوية Basement Walls وهناك مياه جوفيه او ان هناك امكانية لتسرب المياه (الامطار، الانهار، مياه البحر ...) فلا يفضل تنفيذ الفواصل وذلك لامكانية تسرب المياه من خلال هذه الفواصل والذي يؤدي ذلك الى مشاكل كثيرة وكذلك فان الرافت وجدران التسوية تكون بعيدة عن التأثير بالتغيرات الحرارية. واليك مختصر لرأي احد المتخصصين كما ورد في كتابه

**Joints are required to be provided in building super-structures to take care of thermal and seismic effects. Concepts in this connection are more or less clear and no difficulty is generally experienced in locating these joints. Structural designers, however, face a question as to whether these joints should be extended to foundation raft. There are no clear guidelines available on this aspect. in multi-block buildings having basements, unless technology to ensure water tight construction is available, joints need not be provided in the basement rafts. Wherever computer facilities of adequate size are available, raft should be analyzed**

*as a whole. On the other hand, where it cannot be done, a separate analysis can be carried out for portion of the raft taking 2 or 3 bays on either side of the joint and neglecting the other portions. The common portion can then be designed for these values or the individual block values whichever is higher. While detailing, reinforcement should be provided liberally at the joint.*

وعلى هذا المبدأ جرى تنفيذ نسبة كبيرة جدا من الرافات في منطقة الخليج وبالأخص في امارة دبي حيث كان يتم الصب على مساحات كبيرة ولا يتم تنفيذ فواصل بها.

ت.

الأخ الكريم رزق حجاوي

في البداية لا بد لي من أتوجه لك بالشكر والتقدير الكبيرين لجهودك الكبيرة والمتواصلة دون كلل في هذا الملتقى المحترم.

موضوع الفواصل في الحصائر العامة "raft" كما تفضلت بطرحه في بداية مشاركتك، كما فهمته يتعلق بشكل أساسي بفواصل الصب "construction joints" التي تتطلبها الظروف المختلفة لطرق وامكانيات التنفيذ، وقد لاحظت أن رأي أحد المختصين "الذي أوردته مشكورا يتعلق بنوع آخر من الفواصل وهو "movement joints" expansion joints وهذه الفواصل لها شروط وظروف مختلفة عن فواصل الصب والأفضل مناقشة كل منها بشكل منفصل، فالمقارنة في هذه الحالة لا أظن أنها بمحلها.

ولنعود الى الموضوع الأساسي وهو لزوم فواصل الصب في الحاصرة "raft" وكيفية التعامل معها والمواضيع الهامة التي أثيرتها للحوار، في الحقيقة لدي تجارب كثيرة في تنفيذ حصائر مختلفة لها أبعاد كبيرة وسماكات كبيرة وأشكال معقدة بعض الشيء من خلال عملي في شركة مقاولات على مدى السنوات العشرة الأخيرة، وكوني أتولى مسؤولية الـ "Engineering" فيها أتاح لي الخوض ومناقشة واتخاذ قرارات تتعلق بمجالي التنفيذ والدراسة. واعتمادا على هذه التجارب يمكن أن أشارك في هذا الحوار كما تفضلت بطرحه في مشاركتك الأولى:

لا شك أن أول سؤال يطرح نفسه عند مواجهة تنفيذ مثل هذه الحصائر "rafts" هو هل نصبها دفعة واحدة؟ أم نجزئها على مراحل بخلق فواصل صب "construction joints" عمودية أو أفقية أو كليهما، وبرأيي أنه يوجد أكثر من اجابة تصح على هذا التساؤل، ولكل منها ايجابيات وسلبيات، يجب دراستها بالتفصيل مع الأخذ بعين الاعتبار متطلبات التصميم، والتنفيذ قبل اتخاذ القرار النهائي.

1- في حال صبها دفعة واحدة فإن ايجابياتها هو تفادي سلبيات وجود فواصل الصب التي تضطرنا لاستعمال اجراءات مختلفة لضمان كتامة الحاصرة "خاصة في حال كونها تحت منسوب المياه الجوفية" واستعمال تسليح اضافي لتحقيق متطلبات التصميم "خاصة على القص" في مناطق الفواصل وبشكل خاص عند استعمال الفواصل الأفقية، لكن لها سلبيات كثيرة، منها توفر امكانية صب كمية كبيرة جدا من الخرسانة خلال مدة محددة وتوفر مداخل ومخارج كافية لنقلات ومضخات الخرسانة التي بالتاكيد ستكون كبيرة العدد لاتمام الصب ضمن المدة المقبولة، ومنها المشكلة التي تطرح نفسها في هذه الحالة وهي امكانية السيطرة على فروقات الحرارة الناتجة عن صب سماكات كبيرة وأبعاد كبيرة مع فروق التعرض للظروف المناخية وتفاذي التشققات الناتجة عن هذه الفروق، وهذا الأمر ليس سهلا، ومنها أيضا هو الصعوبات الناتجة عن اختلاف مناسيب الحاصرة وشكلها في كثير من الأماكن بسبب وجود المصاعد الكثيرة وآبارها وربما الكثير من متطلبات الخدمات المختلفة "خزانات، غرف تفتيش، فواصل زيوت، .....".

2- في حال تجزئة الصب باستعمال فواصل صب "construction joints" شاقولية أو أفقية أو كليهما، فإن من ايجابياتها هو تسهيل امكانية الصب، وتسهيل السيطرة على الفروقات الحرارية، وتسهيل التعامل مع المناسيب والأشكال المختلفة، أما سلبياتها فمنها، اضطرارنا لاستعمال موانع تسرب واجراءات أخرى لضمان كتامة الحاصرة، واضطرارنا في معظم الحالات الى اضافة تسليح اضافي "مثل نواقل قص، وربما طبقات تسليح اضافية عند استعمال الفواصل الأفقية للسيطرة على التشققات" ومنها لزوم مراجعة كل متطلبات التصميم مع الجهة الدارسة عند تحديد أماكن فواصل الصب والاجراءات الاضافية اللازمة للمحافظة على متطلبات التصميم

هذا ربما اختصار شديد للفكرة العامة كما أراها من وجهة نظري، وسأذكر تجربة لي قبل عدة سنوات، في هذا المجال، إذ كنا بصدد تنفيذ حاصرة عامة "raft" لبرج يتألف من 49 طابق سماكتها 2.75 م في معظم الأماكن وتتجاوز ذلك في أماكن أخرى وشكلها غير منتظم ومناسيبها متعددة بسبب الخدمات المختلفة وكلها تقع تحت منسوب المياه الجوفية، وقد تقدمت حينها باقتراح "كتمل للشركة المنفذة" لاجراء مجموعة من الفواصل الأفقية والشاقولية مع مخططات تفصيلية للتسليح الاضافي في كل منطقة للحفاظ على متطلبات التصميم "كما فهمتها من وثائق التصميم المقدمة لنا" ونفاصيل أخرى متعددة، في البداية رفض الاستشاري الفكرة انطلاقا من مبدأ أنه لا يريد الخوض في التصميم ويريد تجنب أي مسؤولية في أي تغيير في مخططات التصميم، وعنده طلبت الاجتماع بالمصممين لمناقشة الموضوع، وكان الأمر وتم استدعاء اثنين من المصممين وبعد مناقشة لم تدم أكثر من نصف ساعة واحدة حصلنا على التصديق اللازم للاقتراح وتم التنفيذ وفقا له.

وفي الختام ، أرى من المفيد القول أن لكل مسألة هندسية أكثر من حل، والمهم دراسة كل ظروف ومتطلبات المشروع

من جميع جوانبه التصميمية والتنفيذية مع الالتزام بشروط الكودات والضوابط الأخرى التي تتطلبها المواد المستعملة ومن ثم اتخاذ القرار المناسب  
لعل هذه المشاركة تشكل رأيا ربما من الأفضل تفاعله مع آراء أخرى لمزيد من لقاء الضوء واغناء الموضوع  
مع شكري وتقديري واحترامي، وللحوار تنمة

**رزق حجاوي**  
استشاري الهندسة المدنية

- اطرح مشكله ثانية تحصل في الواقع كثيرا وهي تنفيذ خزان دائري كبير مع امكانيات محدوده في الموقع.
- في احد الشاريع كان هناك محطة تنقية بقدرة 850 متر مكعب باليوم وكان خزان التهوية دائري بقطر 44 متر حسب المواصفات التلية:-
- 1- سماكة القاعده بحدود 0.5 متر وعليه تكون كمية الخرسانة للقاعده بحدود 800 متر مكعب.
  - 2- الجدار بارتفاع 6 متر والجدار متغير السماكة بحيث كان اول 1.5 ارتفاع بسماكة متغيرة (من 1 متر الى 0.35 متر) وباقي الارتفاع للجدار (4.5 متر) بسماكة 0.35 متر اي ان كمية الخرسانة للجدار بحدود 360 متر مكعب.
  - 3- طول الخزان بحدود 138 متر.
  - 4- قدرة الصب في الموقع بحدود 80 متر مكعب /اليوم.

#### **والسؤال الان :**

- 1- كيف يمكن الصب في ظل هذه الامكانيات واين ستكون فواصل الصب في القاعده والجدار؟؟؟
- 2- هل يحتاج الى فواصل تمتد ؟؟؟ والخزان دائري وكيف ستكون هذه الفواصل.
- 3- اذا تم تنفيذ فواصل فهل يستمر حديد التسليح الدائري في الفاصل ام يجب الا يستمر الحديد الاققي في الفاصل؟؟؟
- 4- بعد انتهاء اعمال الصب هل يتم فحص الخزان بالماء لكامل السعة؟ حيث يحتاج الى 9120 متر مكعب ؟؟؟

**لقد تم الاجابة على هذه المشاركة في المشاركات التالية وعلى الرابط التالي**  
**للمشاركات رقم 15،17،20،**

<http://www.arab-eng.org/vb/t85501-2.html>

**محمد سيد2**  
عضو فعال

انا لا اعرف كيف اعبر لسيادتك عن مدي اعجابي بالموضوع ومدي رقي مشاركه وكنز المعلومات التي بها وانا لم اقرا سوى صفحه اوصفحتين فشكرا لسيادتك مهندس رزق حجازي ذلك الاسم الذي سيظل في الالذهان بمدي الاحترافيه في التنفيذ لدرجه ترقى بمستوي المهندسين العرب لابعد الافاق  
وارجو من سيادتكم قبول مشاركتي في هذا الموضوع بطرح سوال  
كيف يتم تركيب water stop في الخزانات بين القاعده والجدار وكيف يتم تثبيته وماهي الطريقه الحديثه جدا التي توفر كل هذا؟؟؟؟

ارجو الرد والمشاركه من سياده المهندسين الافاضل بالملتقي مع العلم اني سوف اضع الرد  
اما بالنسبه للمشاركه الخاصه بالمهندس احمد قديس فما المانع يا بشمهندس رزق ان نزرع عمود في نهايه الكمره الكبيره والكابولي بدلا من الجدار الخرساني مراعاة لعنصر التكلفه والعنصر المعماري  
مع العلم زرع العمود يعني انشاء عمود بالقاعده المسلحه والعاديه له

**رزق حجاوي**  
استشاري الهندسة المدنية

اشكر لك متابعتك للموضوع واذا اردت الاستفادة اكثر عليك بقراءة جميع الصفحات (87!!!!!!)  
بخصوص سؤالك عن مانع التسرب waterstop فقد تمت الاجابة عليه في اكثر من مشاركة  
وبالتفصيل .حسب الموقع يتم على نوعين



في الوسط Centrally Placed Waterstop  
يتم تثبيت الوتر ستوب باسلاك معدنية لمنعها من التحرك اثناء الصب  
لاحظ استمرارية العزل الافقي العمودي (يتم اللحام عند منطقة الوصل)  
وتركيب قطع خاصة عند تقاطع + cross connection

الوتر ستوب الخارجي (الاقرب للماء Externally Placed Waterstop)  
وبهذا النوع نحل مشكلة تقاطع حديد التسليح مع الوتر ستوب

حيث يتم التثبيت على الشدة=الطوبار Formwork=

القطع الخاصة بالوتر ستوب والتي من الممكن شراؤها جاهزة التصنيع

قطع خاصة من الوتر ستوب مع swelling bar

أجهزة وطريقة لحام waterstop

واليك بعض مما كتبت في هذا الخصوص.

<http://www.arab-eng.org/vb/t185852-2.html>

<http://www.arab-eng.org/vb/t85501-79.html#post1467088>

<http://www.arab-eng.org/vb/t12235-20.html>

<http://www.arab-eng.org/vb/t12235-16.html>

السلام عليكم  
في موضوع مشاكل تنفيذية وحلول هندسة ، ستكون المشاركة في هذا الموضوع حول نظام حديث في منطقتنا العربية وهو استخدام الكرتون **hard paper** في أنظمة الطوبار = الشدة **formwork** بدلا من استخدام الخشب أو الحديد أو البلاستيك.  
في المشاريع الصغيرة قد نحتاج الى اعمدة دائرية الشكل صعوبة في تنفيذها بسبب عدم انتشار الشدات الجاهزة لدى المقاولين بسبب غلاء ثمنها وقلة استخدامها لذلك نلجأ للاستئجار هذه الانظمة.  
وكذلك نفس المشكلة عندما يكون لدينا المبنى بالكامل من الاعمدة الاسطوانية عندما يطلب تنفيذ العمل بسرعة حيث يكون من الصعوبة تأمين كافة الاعداد من أنظمة الشدة الاسطوانية.  
ولحل هذه المشاكل السابقة او غيرها تم اختراع نظام طوبار من الورق المقوى **strengthening paper** قابل للتدوير وبالتالي فهو صديق للبيئة) وهو سهل الحمل والتركيب والسنة في انه يستخدم لمرة واحدة.

مميزات هذا النظام

- Rain-resistant technology keeps wet weather from impacting your pour.
- Easier to setup and brace.
- Superior strength-to-weight properties prevent blowouts, during concrete form setting.
- More effective concrete form setting.
- Easy to cut and drill at the job site.
- Heat resistance eliminates form deformation during the pour.
- Sonoco manufactures and distributes Sonotube brand concrete forms throughout North America, minimizing lead times.
- No cleaning, reassembling, or return freight costs.
- Set and pour multiple columns at one time.

## ERECTION

- A. Place and brace column forms in accordance with manufacturer's instructions. At a minimum, forms must be secured at the base and at the top of the form. Additional mid-point bracing may be required for column heights in excess of 12 feet
- B. Erect forms at locations and to elevations as indicated on the Drawings.
- C. Erect column forms plumb. Bracing must be adequate to maintain plumb of column form throughout pouring and curing of concrete.
- D. Avoid damaging interior surface of forms.
- E. Waterproof and reinforce openings cut into forms.
- F. Do not use forms that are out-of-round, deformed, damaged, or contain defects that could impair concrete surface.
- G. Protect forms from rain and snow if work is delayed and forms have been positioned for placing concrete.
- H. Place waterproof sheeting over top of forms to prevent damage to interior surface by rain or snow.

**I. Do not allow forms to stand in water or snow before placing concrete.**

### **3.3 PLACING CONCRETE**

**A. Place concrete as specified in Section 03300, unless otherwise specified in this section.**

**B. Do not place concrete if column forms are wet.**

**C. Apply form release coating to interior surface.**

**D. Place concrete at pour rate in accordance with manufacturer's instructions. Sonotube RainGuard is sold in standard lengths of 12 feet. Sonotube Commercial is sold in standard lengths of 20 feet. Either form can be poured to this full height without pour rate restrictions, as indicated on product label. For lengths in excess of these standards, call for instructions**

**E. Do not touch interior surface of forms with vibrator.**

**F. Do not vibrate concrete from exterior of forms.**

### **3.4 REMOVAL**

**A. Remove column forms in accordance with manufacturer's instructions.**

**B. Adhesion of Concrete to Form increases over time. If removal of the form is required, remove as soon as operations will not damage concrete, a minimum of 24 hours and a maximum of 5 days after placing concrete is recommended.**

**C. Prevent damage to concrete from form removal.**

**D. Removal of the form is not necessary except as required by Engineering design or local Building Code**

ويكون بعدة اقطار واطوال وحسب القطر والطول تكون السماكة للورق.



ومن الاستخدامات الاخرى لهذا النظام  
Columns for residential and commercial buildings and other structures.  
Outdoor sign, light pole and fence-post bases.  
Footings and concrete column molds.  
Stub piers for elevated ramps.  
Flagstones and round steps.  
Theatrical and movie props.  
Super-sized shipping.  
Other concrete column molds

وللمزيد حول هذا الموضوع  
اليكم هذه الافلام التي تشرح هذا النظام

[http://www.youtube.com/watch?v=RnexAr\\_YKf0](http://www.youtube.com/watch?v=RnexAr_YKf0)

**رزق حجاوي**  
إستشاري الهندسة المدنية

السلام عليكم  
قبل البدء في مشاركة جديدة في سلسلة موضوع "مشاكل تنفيذية وحلول هندسية " انوه هنا الى ان معالجة المشاكل في الاساسات ليست من الحلول السهلة او مضمونه الحل وكذلك فهي حلول مكلفة في اغلب الاحيان وقد ذكرت سابقا مثالا لمشكلة انهيار جدار ساند للحفريات والمياه ( بسبب خطأ بالتصميم وتفاصيل مناطق الوصل) كيف ان انهيار قد كلف الشركة المنفذة 70 مليون جنية استرليني.

لذلك في مرحلة التصميم يجب اجراء فحص للتربة من قبل مكتب مختص وعدم الاعتماد على الخبرة السابقة في تقدير قدرة تحمل التربة لان فحص التربة لا يشمل فقط تحديد قدرة التربة ومقدار عمق الاساس وانما يجب ان تتضمن الدراسة للموقع :-

- طريقة الحفر والحماية للحفريات.
- ونوعية التربة ومدة تأثرها بالمياه وطرق تصريف المياه خلال مرحلة الانشاء او بعدها.
- التحليل الكيميائي للتربة لمعرفة نسبة الاملاح والكبريتات وتحديد طريقة حماية الخرسانة ونوعية الاسمنت المطلوب استخدامه.
- عدد الطوابق التي يمكن ان تتحملها التربة.
- تحديد K للتربة.
- تحديد فيما اذا كان هناك كهوف او ان التربة قابله للانهيار
- طرق التدعيم للخدمات او الابنية القائمة قبل البدء بالحفر
- وغيرها من الفحوصات اللازمة حسب طبيعة الموقع والمبنى
- الكشف على الحفريات اثناء زبد انهاء الحفر واعطاء تقرير خطي يوضح فيه ان طبيعة التربة اثناء الحفر وان منسوب التأسيس الذي تم الوصول اليه هو مطابق لما ورد في تقرير فحص التربة.

اما من ناحية التصميم الانشائي للاساسات والاعمدة فيجب ان يكون فيه عوامل امان للاحمال المتوقعة (عدد طوابق حسب التنظيم المسموح به بالاضافة لطابق اضافي على الاقل) لان اخذ ذلك بعين الاعتبار يغني كثيرا عن حل المشاكل التنفيذية للاساسات او الاعمدة ، وبالمناسبة فان ذلك لا يزيد التكلفة عن % 3-5 من ثمن الخرسانة المسلحة للاساسات والاعمدة.

واعود الان الى المشاركة الاساسية.

ساتحدث اليوم عن تدعيم اساس لمبنى قائم حصل فيه هبوط جزئي نتيجة الامطار الغزيرة وفشل نظام التصريف لمياه الامطار بتصريف هذه المياه مما ادى الى وصولها الى الاساس وحصول هبوط جزئي تحت زاوية المبنى بمقدار 5 سم مما ادى الى هبوط المدة الارضية (الميده Salb on Grade) وكذلك تأثر الواجهة الخارجية بهذا الهبوط

Five story residential building using Special Reinforced Concrete (RC) walls for the lateral load-resisting system and post-tensioned concrete for all elevated slabs. Spread footings support columns for the entire 42,000 square foot building footprint. Construction of the building progressed on schedule without unusual complication until placement of the concrete for the roof slab. Once the roof slab was poured, it became evident the foundation under a column in the Southeast corner of the building had settled approximately two inches. The settlement caused cracking in the slab-on-grade and the first-level elevated slab, and damage to exterior metal stud framing that was being installed at ground level. Excessive distortion of metal stud framing was the initial indicator that there was a problem in this corner of the building. While the cause of the foundation settlement has not been officially determined, it was clear that timely corrective measures were needed to avoid delays in the schedule and excessive costs to the project. Upon being alerted by the contractor; the geotechnical and structural engineers arrived on site to assess safety concerns and to determine a course of action. One speculation on the cause of the problem was that heavy rains had created soil erosion of a utility trench adjacent to the footing, allowing soil below the footing to spread laterally. It was early winter in the Pacific Northwest, typically being the rainy season. It was therefore decided that, before any design solution was considered, soil stabilization was necessary to prevent further column settlement and hopefully mitigate continued damage to the building.

**Figure 1: Finished building corner and exposed column that experienced soil settlement.**

ولحل هذه المشكلة تقرر ان يتم حقن التربة تحت الاساسات بمادة inject polymer more than 30 feet into the soil وذلك لتقوية وتثبيت التربة تحت الاساس وتقليل الهبوط المتوقع بعد حل المشكلة. Soil Stabilization

The geotechnical engineer recommended that the apparent loose soil below the footing be pressure grouted with non-shrink or cement-bentonite grout as soon as possible. URETEK ICR, a deep injection process to control soil settlement was identified as the most suitable method. This process can inject polymer more than 30 feet into the soil where the polymer will expand to fill voids in the substrate, thereby minimizing future foundation settlement. To mitigate further settlement for the building, soil strengthening began within three days after soil remediation was recommended. Holes were drilled through the slab-on-grade and the exterior of the structure at an angle to access the soil below the foundation. The expanding polymer was pressure injected into the soil using six probes on each side of the foundation, approximately nine feet deep. Injections were applied at greater depths in the area of ground most affected by weak or unconsolidated soils. This application appeared to arrest settlement of the column, preventing further potential damage to the building and providing the time needed to correct the column settlement issue for the building.

اما الحل الانشائي للهبوط الذي حصل فقد تقرر ان يتم رفع الاساس واعادته للمنسوب السابق وذلك من خلال عمل Micro-Piles تحت الاساس ومن ثم استخدام الجكات لرفع الاساس ومن ثم التدعيم بمقاطع معدنية.

## Constraints in Engineering a Solution

Ultimately, it was decided the column base needed to be raised back to its original level. To accomplish this, a contractor specializing in foundation construction. Engineering a solution for the column jacking required consideration of several items:

**Figure 2: Schematic showing the overall concept of column jacking at the base of the footing. Sacrificial hydraulic actuators, supported by pin piles, raise the footing back into position and will ultimately be encased in steel pipe.**

- 1) Since settlement occurred after the roof slab was placed, the spread footing was supporting an estimated 300 kips of structure self-weight.
- 2) Elevated slabs already constructed restricted headroom clearances for most hydraulic equipment needed for temporary column jacking and the permanent repair.
- 3) One edge of the settled footing was within inches of the property line. The City of Portland does not allow encroachment into the public right-of-way beyond the property line.

Determining the most appropriate method to raise the footing proved to be the most difficult design task. The original concept proposed by the contractor was to install sacrificial micro-piles on either side of the footing, and span over the top of the footing with steel girders. Hydraulic actuators would be placed on the steel girders attached to a steel collar, which was in turn attached to the concrete column using post-installed anchors. This was considered the safest solution because the footing would not be undermined. The hope was to raise the footing and fill the void with grout. For this solution, the 300 kip column load required numerous large, post-installed anchors into the side of the column. Detailed for seismic considerations of a potential hinge region as required by code, the 24-inch diameter column had #4 spiral ties at a 2-1/4-inch pitch in the hinge region. Placing these anchors through the longitudinal and spiral confinement of the column was problematic. Also, the quantity needed would have extended the collar connection nearly 7 to 8 feet above the slab-on-grade. Further, the column finish was intended to be exposed concrete, and the visual impact after the removal of the anchors was undesirable architecturally.

Variations of this basic concept were also considered. To avoid scarring the concrete column surface, jacking to shoring in direct bearing below the slab was considered. Since a single floor slab did not have sufficient shear capacity to resist the expected gravity loads on the column, the shoring of each slab to the roof would have been needed. Ensuring adequate support of each upper floor slab from the shoring, to have each slab contribute equally to the resistance of the gravity load, also seemed problematic.

**Figure 3: Reinforced concrete ties for the top of piles.**

Simultaneous to the design of footing jacking, the geotechnical engineers were taking additional samples of soil around the footing. They found that the soil under the footing was extremely soft and, although strengthened with the expanding polymer, there was sufficient concern in relying on the soil to support the structure in the final condition. Consequently, it was decided that piles would be needed to permanently support the column in its final position.



In consideration of the need for permanent support, the preferred method proposed by the Contractor was to have steel girders span the footing (having the girder supported on either side of the footing by piles) and embed anchors into the footing from above. In this configuration, the post-installed anchors would be used in tension to lift the column and to support the column permanently. This raised numerous structural issues for the final configuration of the column, even if sufficient anchor capacity could be achieved without compromising the footing capacity. Further, this would have impacted the architectural function of the space at ground level.

Ultimately, the final solution was likely achieved only by meeting with the foundation contractor to work out a solution that was constructible, could allow the column to be lifted as needed, and eventually provide the permanent support needed for the column to be structurally competent. Since the footing had to be supported permanently by piles, the primary structural consideration was to place the footing in direct bearing on the piles. This would require placing girders below the footing, lifting the footing using hydraulic actuators to jack against the girders below the footing and tying it off for permanent use. One obstacle to the final solution was how to use the piles to lift the footing, presumably placing the hydraulic actuators directly on the piles, and to have the steel girder framework below the footing also bear directly on the piles for the permanent support. Eventually, it was concluded the only way to achieve this was to sacrifice the hydraulic actuator. Compression-only hydraulic actuators with sufficient capacity to lift approximately twice the estimated gravity loads were found. These actuators could jack the column footing to the needed elevation, and were small enough to be enclosed in a steel pipe for permanent support between the steel framework below the footing and the top of the pile.

**Figure 4: Concrete place to top of pile cap. Actuators are connected to the same hydraulic pump to ensure the lifting load is distributed to the footing equally.**

#### **The Final Design**

Since most work was within the confines of the building envelope, it was decided that only micro-piles could be used to support the structure. Micro-piles may be installed in sections and only require approximately ten feet of clearance overhead. The micro-pile consisted of a nominal 7-inch diameter, N80 steel pipe casing, 4,000 psi grout and a 1-3/4-inch diameter high strength reinforcing bar. Having an allowable compressive capacity of 65-tons, the piles were 60 feet deep with a 35-foot bond zone for the high-strength rod. In total, four piles were used and placed symmetrically under the column.

Because the footing was at the property line, the outside micro-piles had to be installed within the footprint of the footing. To maintain symmetry, piles on the opposite edge were also placed within the footing footprint. This was accomplished by core-drilling 10-inch diameter holes through the footing at four locations. Coring the holes reduced the footing cross section, and also cut through longitudinal and transverse reinforcement on either edge. The piles were placed at locations so that the resulting shear and flexure imparted on the footing in bearing would not exceed the remaining strength of the footing.

With the micro-piles in place, a limited amount of soil below the footing was removed. Because it was a property line footing, the footing is relatively long and

narrow, measuring 6 feet by 18 feet. Because of its length, calculations suggested that the soil bearing capacity could accommodate some soil removal for the loads currently on the column. A sufficient amount of soil was to be removed so that the steel girders could be placed below the footing and span to the piles on either side. The steel casing of the micro-pile was cut down to accommodate the steel girder depth, the height of the actuator and enough room to provide stability of the pile top. A cap plate was welded to the top of the pile to provide bearing for each hydraulic actuator and eventually support the weight of the column and footing.

With large forces expected at the pile top, it was felt the pile needed to be stabilized in each direction. Deformed bar reinforcement was used to create a grade beam along the length of the footing, and steel angle was used to tie transversely below the footing. Then, self-consolidating concrete was cast to the bearing plate level mitigating any slight out-of-alignment of the piles.

Two HP14 x 117 girders were placed below the footing to span to each pile. Primarily, the HP14 needed to have adequate shear capacity to support the total load computed for the 5-story column. To ensure proper bearing on the HP14, each end of the spanning girder had a bearing plate of sufficient area to accommodate its share of the total column load. Full depth stiffeners were added at each bearing location of the HP14 to prevent any possible web crippling. The bottom of the footing was scraped clean to provide uniform bearing, and the bearing plate was thick enough to avoid any other possible bearing location between the steel girder and the footing.

**Figure 5: Hydraulic actuators encased in structural steel pipe. Pipe is permanent support for the HP 14 spreader beam and footing.**

Four 100-ton compression-only hydraulic actuators were placed between each pile cap and the HP14 girder ends. Hoses for each hydraulic actuator were linked to the same electric pump and fitted with quick release couplers. Linking the hoses to one pump was needed to ensure that all hydraulic actuators shared the column load equally. Quick releases were needed to remove the hoses from each hydraulic actuator while still pressurized, thereby maintaining their continued resistance of the gravity loads.

With the hydraulic actuator system in place, the footing was easily raised back into position. Numerous indicators were used to monitor the lifting of the footing base, but the survey equipment positioned across the street to monitor targets placed on each floor dictated the final position. When the roof of the 5-story structure reached the desired elevation, the column jacking was stopped. Nearly as computed, of the 800 kip total actuator capacity, the demand needed to lift the footing was approximately 350 kips.

Once the footing was back in position, the hoses were removed from the actuators while pressure was maintained to sustain the column load, and each hydraulic actuator was encapsulated with steel pipe. Structural steel pipe had been delivered to the site in lengths longer than was needed. The final length of each hydraulic actuator was measured and the structural steel tube was cut to length. Each tube was split in two and a notch was provided at the base to accommodate the coupler for the hydraulic actuator. While each actuator sustained the needed pressure, the tubes were welded to the pile cap plate, the bottom of the HP14, and along each vertical tube seam. The entire assembly was

then encased in concrete.

The final step was to finish the concrete slab-on-grade that was disrupted for construction. Since the new footing was effectively supported on a pile foundation, the footing was tied to the slab-on-grade sufficiently to resist laterally 10% of the expected column load in either direction.

**Figure 6: Self-consolidating concrete cast throughout the excavation to top of footing. Slab-on-grade cast back with reinforcement to resist a lateral load of 10% of the expected maximum column load.**

## Conclusion

Once it was determined the column footing needed to be raised back to its original configuration, engineering the final solution took approximately 1-1/2 weeks, including several days to develop the solution with Scheffler Northwest, Inc. and several days to work out the details. Construction required approximately 3 weeks to be able to lift the column. The actual process of column jacking took less than an hour, and progressed without any complications. Final installation of steel tubing and refinishing the slab-on-grade took less than two working days.

Perhaps the most critical item of this design was working with the contractor to develop a solution to obtain actuators with enough capacity to lift the column yet small enough to eventually become encased in the steel tube. Once this solution became apparent, which placed the column jacking and the permanent resistance of the column in bearing, the complications of engineering a competent solution diminished.■

**galalalsaidi**

جديد

في الواقع انه يوجد اختلاف كبير بين بعض المهندسين نحو كيفية قبول نتائج الكسر للاسطوانات او المكعبات الا انه وطبقا للاشتوا فان قبول نتائج الكسر يكون كالتالي  
علي فرض انه تم كسر 3 اسطوانات فان القيه المفردة لا تقل عن 85% من القيمه التصميميه  
متوسط ال 3 نتائج المفروض لا تقل عن 80% من القيمه التصميميه  
الفرق بين اكبر نتيجته واقل نتيجته لا يزيد عن 20 %  
لابد من تحقق الثلاث شروط لقبول نتائج الكسر واذا لم تتحقق يتم اعاده التصميم باختيار مواد افضل

**ahmede4444**

عضو

تنفيذ خزان دائري كبير مع امكانيات محدوده

- 1- اعتقد من خلال خبرتي المتواضعه اتجاه خبرتكم انه ممكن صب الاساس للخزان على مرحله واحده في حالة توفر امكانية الصب بالكميه المطلوبه اما اذا كانت قدرة انتاج الموقع على انتاج 80 متر مكعب باليوم فيجب تقسيم قطاع دائرة الخزان الى قطاعات بحيث تكون كل قطاع دائرة اساس هو 80 متر مكعب ويجب عندها عمل مفصل انشائي لربط الكونكريت القديم مع الجديد ويفضل ان يكون الصب بين قطاع واخر اي واحد فاضي و واحد مليان بصب الكونكريت مع عمل شبكة تسليح كامله لكل اساس الخزان
- 2- بالنسبه الى جدار الخزان فيقسم بالارتفاع الى ثلاثة اقسام كل متران ممكن صبهم على مراحل اي ثلاثة مراحل مع عمل مفصل تمدد في الجدار لكل مرحله كما في الاساس يقسم الى قطاعات ويجب ان لا ننسى وضع ال rubber water (rubber water stoop) في الاساس (نصفه في الاساس والنصف الاخر بارز في الصب) وكل مرحله يتم التوقف فيها بالصب الكونكريتي في جدار الخزان نضع (rubber water stoop) وبنفس طريقه الاساس حيث يربط rubber water stoop في اعلى منطقة الصب للنصف
- 3- بالنسبه الى حديد تسليح الجدران سيكون منفصلا عند كل مفصل ويرتبط الجدار عموديا با (rubber water stoop) عند صب الكونكريت



4- بالنسبة الى فحص الخزان توجد اجهزه اشعاعيه يمكن من خلالها معرفة المناطق التي تحتاج الى معالجه واذا لم تتوفر فاعتقد انه يتم مليء الخزان لفحصه  
اود ان اقدم شكري وامتناني الى الاستاذ الفاضل جزاه الله خيرا في طرح هذه المواضيع لما لها من فائده للجميع اخوكم  
مهندس احمد كاظم السامرائي

رزق حجاوي  
استشاري الهندسة المدنية

## السلام عليكم

اشكر لك مشاركتك ولكن هناك تعليق على الحلول المقترحة حتى تعم الفائدة  
اقتباس:

1- اعتقد من خلال خبرتي المتواضعة اتجاه خبرتكم انه ممكن صب الاساس للخزان على مرحله واحده في حالة توفر امكانية الصب بالكمية المطلوبة اما اذا كانت قدرة انتاج الموقع على انتاج 80 متر مكعب باليوم فيجب تقسيم قطاع دائرة الخزان الى قطاعات بحيث تكون كل قطاع دائرة اساس هو 80 متر مكعب ويجب عندها عمل مفصل انشائي لربط الكونكريت القديم مع الجديد ويفضل ان يكون الصب بين قطاع واخرى واحد فاضي و واحد مليان بصب الكونكريت مع عمل شبكة تسليح كامله لكل اساس الخزان

اذا كنت فهمت مشاركتك جيدا فانك تقترح في حالة عدم امكانية الصب لقاعدة خزان دائري الشكل مرة واحدة ان يكون التقسيم على شكل حلقات دائرية.  
وانا اخالفك الرأي في ذلك فاذا اخذنا شكل حلقات فسيكون لدينا

- عرض شريحة الصب غير متساوية ويعتمد عرضها على مقدار بعدها عن المركز.
- طول الفاصل الكلي على شكل دوائر اكبر بكثير مما لو قسمنا الصب على شكل قطاع Circular sector

وقد تم شرح طريقة الصب بالتفصيل في المشاركات الاولى.  
اقتباس:

2- بالنسبة الى جدار الخزان فيقسم بالارتفاع الى ثلاثة اقسام كل متران ممكن صبههم على مراحل اي ثلاثة مراحل مع عمل مفصل تمدد في الجدار لكل مرحلة كما في الاساس يقسم الى قطاعات ويجب ان لا ننسى وضع ال (rubber water stoop في الاساس) نصفه في الاساس والنصف الاخر بارز في الصب) وكل مرحلة يتم التوقف فيها بالصب الكونكريتي في جدار الخزان نضع (rubber water stoop) وبنفس طريقة الاساس حيث يربط (rubber water stoop في اعلى منطقة الصب للنصف

التقسيم لجدار الخزان الكبير يكون عموديا وليس افقيا عندما يكون القطر كبيرا والارتفاع قليل نسبيا.  
اقتباس:

3- بالنسبة الى حديد تسليح الجدران سيكون منفصلا عند كل مفصل ويرتبط الجدار عموديا با (rubber water stoop) عند صب الكونكريت

حديد التسليح يجب ان يبقى مستمرا عندما يكون لدينا فاصل صب construction joint اما عندما يكون لدينا فاصل تمدد expansion joint فيكون الحديد متوقف عند الفاصل . وعند كل فاصل (صب او تمدد) يكون لدينا مانع للتسرب waterstop  
اقتباس:

4- بالنسبة الى فحص الخزان توجد اجهزه اشعاعيه يمكن من خلالها معرفة المناطق التي تحتاج الى معالجه واذا لم تتوفر فاعتقد انه يتم مليء

## الخران لفحصه

اود ان اقدم شكري وامتناني الى الاستاذ الفاضل جزاه الله خيرا في طرح هذه المواضيع لما لها من فائده للجميع اخوكم مهندس احمد كاظم السامرائي[/]

حقيقة هذه اول مرة اسمع ان هناك اجهزة فحص للخرانات بالاشعاع ؟؟؟ الذي اعرفه ان التصوير scanner يكون لخرانات الحديد التي يتم فيها اللحام حيث يتم فحص اللحام اما الخرانات الخرسانية والمعدنية فيتم فحصها بالماء للتأكد من عدم تسربها وكذلك قدرة تحمل المقاطع لضغط الماء والتأكد من عدم تسرب المياه من خلالها. اما فحص الخرانات ذات السعة الكبيرة فيتم على مراحل حتى تعبئة الخزان بالكامل. يمكنك الرجوع للمشاركة الاصلية في بداية هذا الموضوع وستجد الشرح الكامل.

### مهندس تحسونة

عضو فعال

السلام عليكم

اخى الكريم موسوعة الهندسة المدنية المهندس رزق حجاوى

اشكرك على ردك السريع

لكن كنت عاوز اسال حضرتك هل فعلا هزة الشروخ من الانكماش ام هناك اسباب اخرى

ايضا هل الحل فى الشروخ دة ازالة ام هناك طرق معالجة وما تاثير هزة الشروخ على العنصر الانشائى وهو البلاطة الفلات سلاب هل تؤثر على مقاومة الخرسانة ام لا

### رزق حجاوي

استشاري الهندسة المدنية

السلام عليكم

بالتاكيد سبب هذه الشروخ هو الانكماش للخرسانة وتبخر الماء السريع بسبب الحرارة العالية وعدم ايناع الخرسانة والمحافظة على رطوبة السطح مباشرة.

ويكون عمق هذه الشروخ حتى مستوى الحديد العلوية اي منطقة الكفر ،واذا تم فك الشدة لا تجد شروخ في اسفل البلاطة او في جوانبها. وفي حالات كثيرة لا يكون هناك اي تسريب للماء بعد الصب عند رش البلاطة بالماء.

وهناك طريقة اخرى للتأكد من عدم استمرار الشرخ الى كامل البلاطة من خلال اخذ كور في منطقة الشرح.

وكذلك التحميل للبلاطة loading test وهو يتم كاجراء لاثبات انه ليس هناك اي تاثير لهذه التشققات

وفي العادة يتم معالجة هذه التشققات بعد التأكد من الاسباب وعمقها

وقوة الكسر للخرسانة (البلاطة باخذ كورات) وليس هناك اي حاجة لتكسيرها.  
اما معالجها فيكون بالحقن اي الجراوت بحيث يكون شبة سائل وتبعاً التشققات.  
وللتفصيل اكثر كنت قد وضعت لك رابط لموقع يشرح طريقة الاصلاح بالتفصيل

<http://www.inspectapedia.com/structure/SlabCracks1.htm>

مهندس تحسونة  
عضو فعال

لكن حضرتك قلت ان الشروخ دة عمقها الكفر فقط يعنى تقريبا ماكسمم 5 سنتى ولكن احنا لما عملنا الكور طلع الشروخ عمقة 16 سنتى و19 سنتى فى بلاطة فلات سلاب 24 سنتم وهزا هو المحير

رزق حجاوي  
إستشاري الهندسة المدنية

السلام عليكم  
بخصوص عمق الشروخ بسبب الانكماش للخرسانة ممكن ان تتعدى منطقة الكفر وتصل الى كامل عمق الخرسانة ويكون ذلك بسبب الحرارة العالية وسرعة التبخر للماء.



### 1.5.5 Placing, curing and finishing

**Concrete** mixes containing polypropylene fibres can be transported by normal methods and flow easily from the hopper outlet. No special precautions are necessary when pouring and fibre-dosed **concrete** will flow around an obstruction such as reinforcement in the same manner as a conventional **concrete** mix of similar proportions. Conventional means of tamping or vibration to provide the necessary compaction can be used.

Curing procedures similar to those specified for conventional **concrete** should be strictly undertaken. If steam curing at a temperature in excess of 140°C is to be used, polypropylene fibres should not be used. The fibres do not affect the hydration rate or stiffening time of the **concrete**.

Placed fibre-dosed mixes may be floated and trowelled using all normal hand or power tools. Occasional fibres protruding through the surface will quickly wear away. Workmanship should comply with the relevant requirements of BS 8204 Part 2: Sections 2.1 and 2.2.<sup>1,15</sup> Anti-wear products and other toppings may be used.

### 1.5.6 Controlling plastic shrinkage cracks in concrete

Plastic cracking may occur in the plastic **concrete** as a result of drying **shrinkage**. Plastic **cracks** are formed within the first 24 h after the **concrete** has been placed when the evaporation rate is high and the surface of the **concrete** dries out rapidly. Plastic **shrinkage cracks** generally pass through the entire slab and form weaknesses, permanently lowering the integrity of the floor slab before the **concrete** has had the opportunity to gain its design strength. Plastic cracks may occur through the whole depth of a slab and cannot be remedied by surface treatment.

وللمزيد حول هذا الموضوع اليك هذا المرجع

[http://books.google.jo/books?id=tkGhVXcz5hsC&pg=PA21&lpg=PA21&dq=what+is+the+depth+of+shrinkage+cracks+in+concrete&source=bl&ots=uLNUfjAj1e&sig=dZ14l4rVNHce3X2cwfxqZneyukU&hl=en&ei=N5Q6Tf2zHdC48gOV-rTuCA&sa=X&oi=book\\_result&ct=result&resnum=9&ved=0CDsQ6AEwCA#v=onepage&q=what%20is%20the%20depth%20of%20shrinkage%20cracks%20in%20concrete&f=false](http://books.google.jo/books?id=tkGhVXcz5hsC&pg=PA21&lpg=PA21&dq=what+is+the+depth+of+shrinkage+cracks+in+concrete&source=bl&ots=uLNUfjAj1e&sig=dZ14l4rVNHce3X2cwfxqZneyukU&hl=en&ei=N5Q6Tf2zHdC48gOV-rTuCA&sa=X&oi=book_result&ct=result&resnum=9&ved=0CDsQ6AEwCA#v=onepage&q=what%20is%20the%20depth%20of%20shrinkage%20cracks%20in%20concrete&f=false)

رزق حجاوي

استشاري الهندسة المدنية

اقتباس:

المشاركة الأصلية كتبت بواسطة eiadjuatem

ارجو ارسال صور تفصيليه لماكنه التنظيف الرملي شاكر ا لكم

السلام عليكم

في البداية اعتذر عن قلة المشاركات في هذه الايام بسبب ما يمر به أهل مصر

اللهم احفظ لمصر واهلها الامن والامان وجنبهم شر الفتن ما ظهر منها وما بطن انه سميع مجيب.

هناك اكثر من نموذج لهذه الماكنة وهي عبارة عن خزان يتم وضع الرمل فيه واله ضغط الهوار كمبريسور. ولها اشكال كما يلي

!Error





!Error





نسالكم الدعاء للاخ المهندس الاستشاري رزق حجاوي

تمت اعاده رفع الملف على الميديا فاير بواسطه المهندس محمد صبار خلوف ( خلوف العراقي )

معلومات خاصه بالمهندس خلوف العراقي

الاقامه : العراق / ذي قار / الناصريه

موبايل

009647808255821

009647807100817

009647806583835

اميل email

The\_winger86@yahoo.com