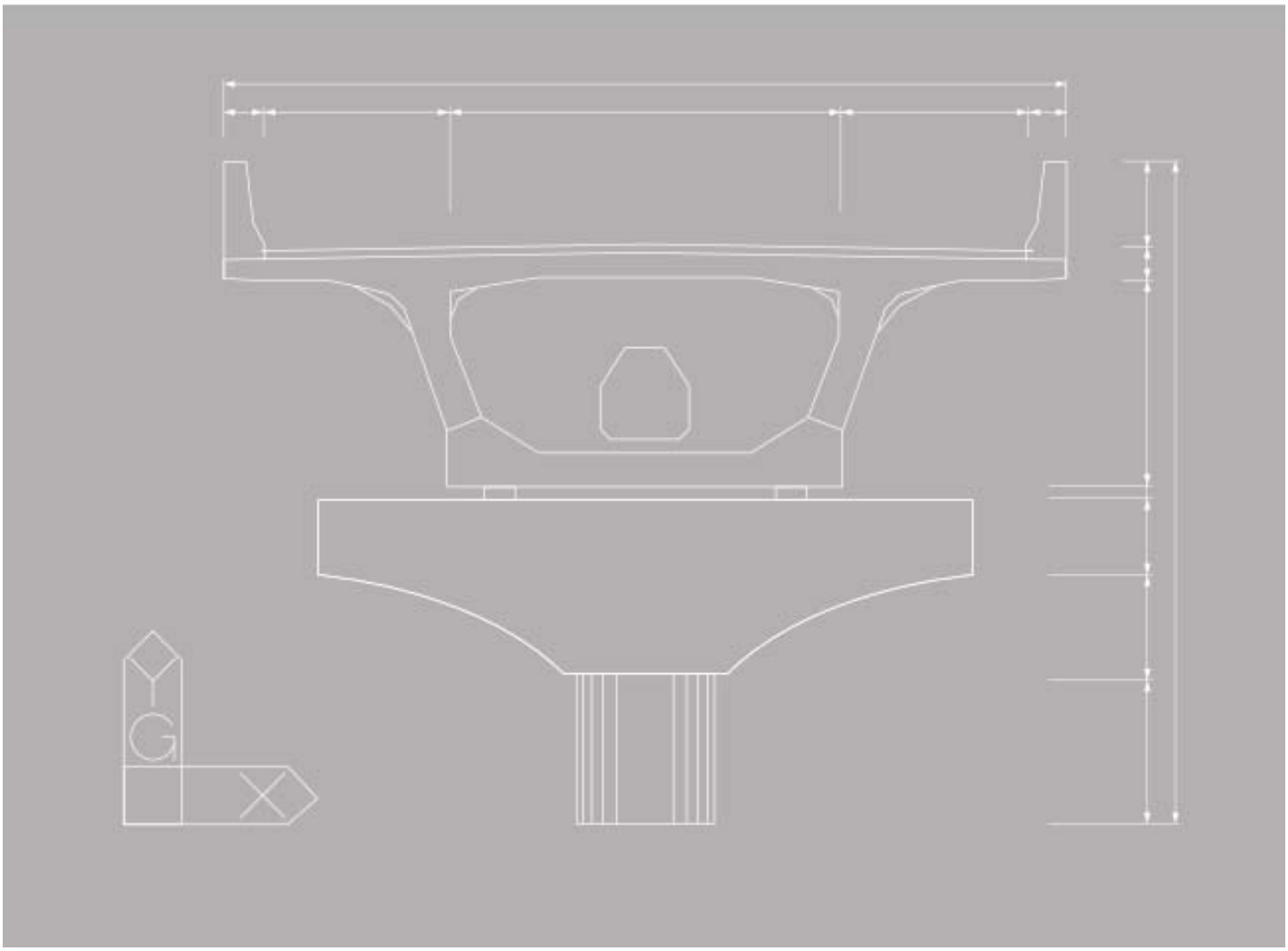
Chương 1.

Hướng dẫn Thiết kế **Cầu Dầm Hộp DUL**

Ứng dụng trong chương trình Midas/Civil

AASHTO LRFD 6th (2012)

MIDAS IT Vietnam



Chương 1.

Hướng dẫn Thiết kế Cầu Dầm Hộp DUL

(AASHTO LRFD 12) Ứng dụng trong chương trình midas/Civil

Dầm hộp DUL cần được thiết kế để đáp ứng theo các trạng thái giới hạn sau đây.

Trạng thái Giới hạn Cường độ

- Sức kháng Uốn
- Sức kháng Cắt
- Sức kháng Xoắn

Trạng thái Giới hạn Sử dụng

- Ứng suất Mặt cắt ngang tại Giai đoạn Thi Công
- Ứng suất Mặt cắt ngang tại Tải trọng Sử dụng
- Ứng suất kéo cho Cáp DUL
- Ứng suất chính tại Giai đoạn Thi công
- Ứng suất chính tại Tải trọng Sử dụng
- Kiểm tra Nứt

Trạng thái giới hạn cường độ

1. Sức kháng uốn

Sức kháng uốn tính toán phải thỏa mãn điều kiện sau, $M_u \leq \Phi M_n$.

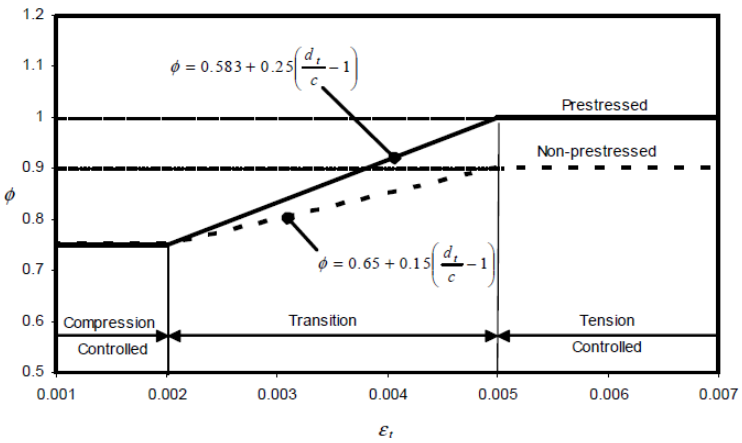
Trong đó,, M_u : Mô men tính toán tại mặt cắt dưới tổ hợp tải trọng cường độ

ΦM_n : Sức kháng uốn tính toán

1.1. Hệ số sức kháng

Hệ số sức kháng Φ được lấy theo sơ đồ sau.

AASHTO LRFD12 (5.5.4.2.1)



[Fig.1. 1] Hệ số sức kháng

$$\phi = 0.75 \qquad khi\ \varepsilon_t \leq 0.002$$

$$\phi = 0.583 + 0.25\frac{d_t}{c} \qquad khi\ 0.002 < \varepsilon_t < 0.005$$

(1.1)

$$\phi = 1.0 \qquad khi\ \varepsilon_t \geq 0.005$$

Trong đó,

d_t : Khoảng cách từ thớ nén lớn nhất đến trọng tâm của phần tử thép có sức căng lớn nhất

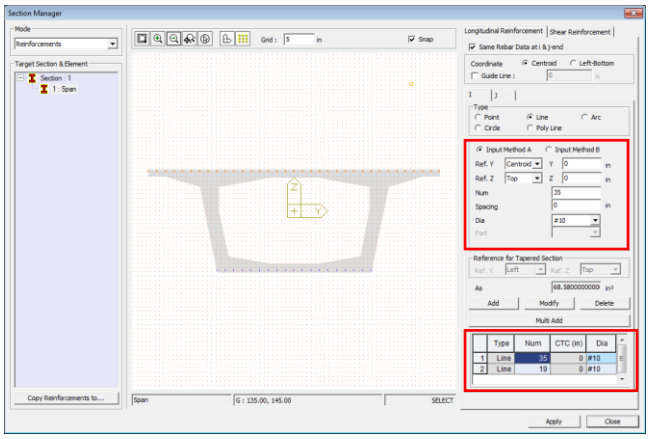
c : Khoảng cách từ thớ nén lớn nhất tới trục trung hòa

ε_t : Biến dạng kéo

Trong midas/Civil, ε_t được sử dụng như biến dạng của cốt thép, được nhập vào tại vị trí thớ căng có giá trị lớn nhất.

Việc khai báo dữ liệu cốt thép sử dụng trong việc tính toán sức kháng được thực hiện tại hộp thoại dưới đây.

▶ Model>Properties>Section Manager>Reinforcements



Tọa độ cốt thép tại vị trí mặt cắt

Nhập thông số cốt thép

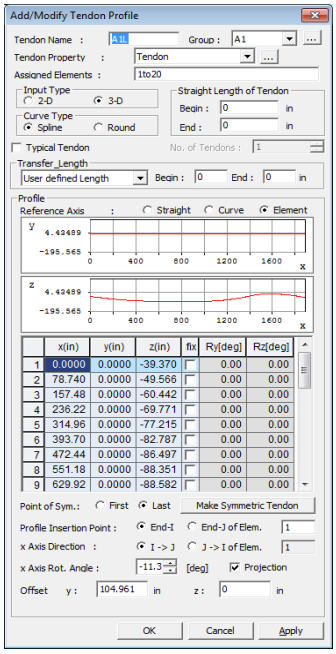
[Fig.1. 2] Khai báo cốt thép phương dọc

Khi cốt thép được khai báo, bố trí tại mặt cắt PSC, cốt thép được đặt ở vị trí gần nhất với thớ chịu nén lớn nhất, và được sử dụng để tính toán biến dạng. Tóm lại, cốt thép ở phía dưới hầu hết được sử dụng theo giá trị mô men âm (sagging moment). Và cốt thép ở phía trên hầu hết được sử dụng theo giá trị mô men dương (hogging moment).

Khai báo dữ liệu mô hình cáp sử dụng trong việc thiết kế PSC được thực hiện tại hộp thoại sau.

▶ Load>Temp./Prestress>Section Manager >Tendon Profile

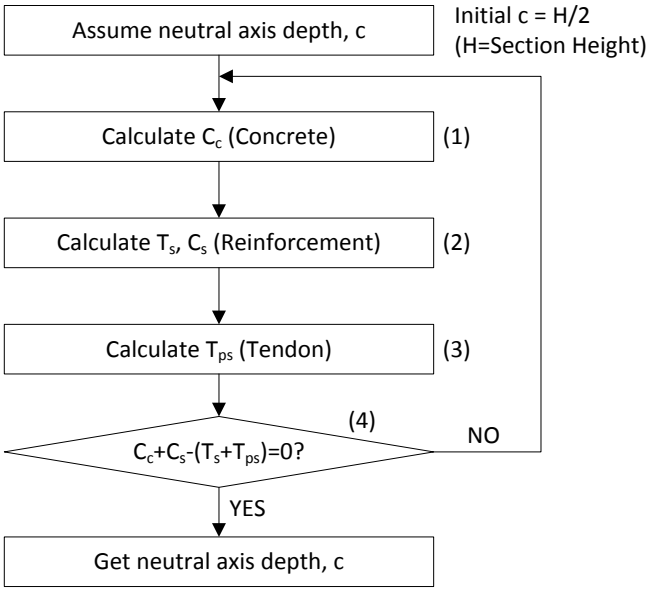
Vị trí cáp được đặt ở vị trí gần nhất với thớ căng có giá trị lớn nhất và được sử dụng để tính toán biến dạng.



[Fig.1.3] Mô hình tọa độ cáp

1.2 Tính chiều cao trục trung hòa

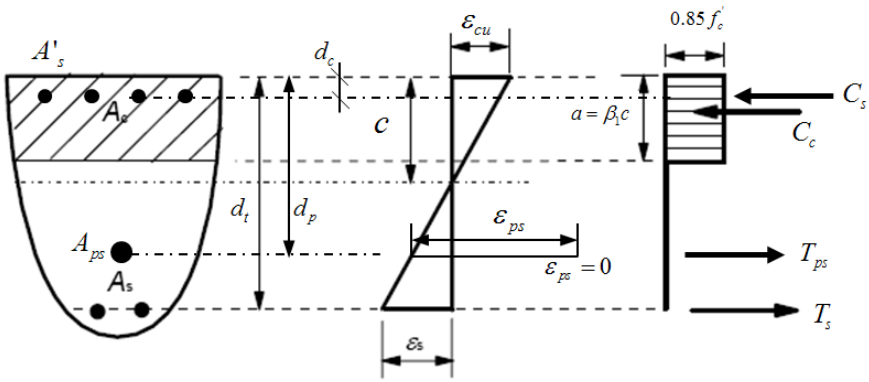
Trục trung hoa được xác định bởi phương pháp tính lặp như thể hiện theo sơ đồ dưới đây.



[Fig.1. 4] Sơ đồ tính toán chiều cao trục trung hòa, c

(1) Tính lực nén của bê tông, C_c.

Trong midas/Civil, mối quan hệ giữa ứng suất và biến dạng của bê tông được xem xét như khối ứng suất nén bê tông hình chữ nhật tương đương (giới hạn biến dạng nén của bê tông, ε_{cu} = 0.003).



[Fig.1. 5] Tính lực nén của bê tông, C_c

$$C_c = 0.85 f'_c A_c \qquad (1.2)$$

Trong đó,

f'_c *: Cường độ nén quy định của bê tông trong thiết kế*

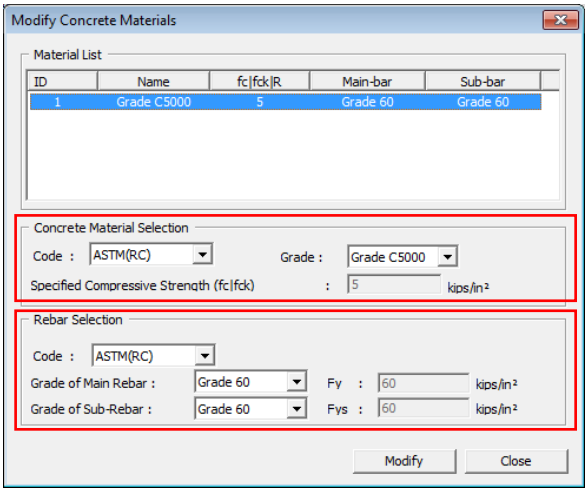
Cường độ nén được sử dụng trong thiết kế PSC được định nghĩa tại hộp thoại PSC Design Material.

$\beta = 0.85 \qquad khi \;\; f'_c \le 4.0ksi$

$= 0.85 - 0.05(f'_c - 4.0) \ge 0.65 \qquad khi \;\; f'_c > 4.0ksi$

A_c *: Diện tích vùng bê tông chịu nén* $= (\beta_1 c) \times be\ rong$

▶ PSC>PSC Design Data> PSC Design Material…

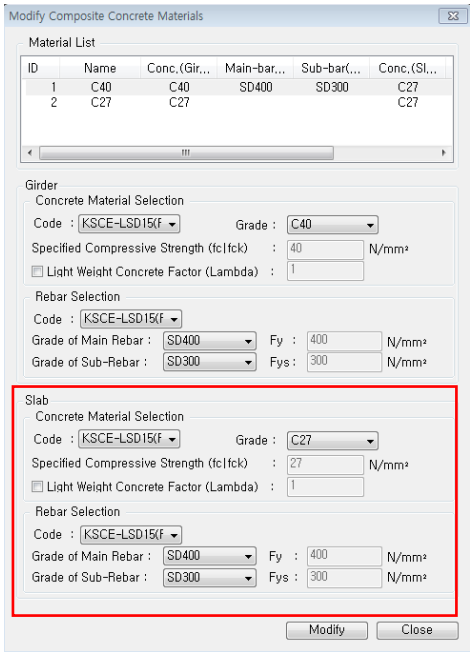


Thông số bê tông

Thông số cốt thép

[Fig.1.6a] Hộp thoại PSC Design Material

Khai báo cấp bê tông và cốt thép sẽ được sử dụng trong thiết kế PSC. Có thể kiểm tra cường độ cho các cấp vật liệu tùy chọn theo tiêu chuẩn vật liệu đã được khai báo. Khi lựa chọn "None" tại ô "Code", cường độ của bê tông và cốt thép có thể được nhập trực tiếp.



[Fig.1.6b] PSC Design Material (Composite)

AASHTO LRFD12 (5.7.2.2)

Đối với các dạng mặt cắt PSC liên hợp, cửa sổ hộp thoại khai báo vật liệu thiết kế cho phép người sử dụng định nghĩa tính chất vật liệu của bản mặt dầm (slab). Các đặc tính vật liệu bê tông và cốt thép nhập cho bản mặt dầm được sử dụng cho các tính toán như tính toán chiều cao trục trung hòa.

(2) Tính toán lực của cốt thép, T_s, C_s.

Sức kháng kéo do cốt thép dọc (T_s) và sức kháng nén của bê tông (C_s) được tính toán theo các công thức dưới đây.

$$T_s = A_s f_s, \quad C_s = A_s' f_s' \tag{1.3}$$

Trong đó,

A_s, A_s' : diện tích mặt cắt ngang của cốt thép chịu kéo và nén

Được nhập vào theo hộp thoại Section Manager>Reinforcements như Fig1. 2.

f_s , f_s': ứng suất kéo và nén của cốt thép

Để tính toán ứng suất kéo của cốt thép, midas/Civil tính toán biến dạng tương ứng theo các điều kiện biến dạng tương thích. Và sau đó các ứng suất kéo liên quan được tính toán bởi các mối quan hệ ứng suất – biến dạng. Công thức được biểu thị như sau.

▪ Biến dạng

$$\varepsilon_s = \frac{d_t - c}{c}\varepsilon_{cu}, \quad \varepsilon_s' = \frac{c - d_c}{c}\varepsilon_{cu} \tag{1.4}$$

Trong đó,

ε_s : biến dạng của cốt thép chịu kéo

ε_s' : biến dạng của cốt théo chịu nén

ε_{cu} : biến dạng nén cực hạn trong bê tông. (ε_{cu} = 0.003)

c : chiều cao trục trung hòa

d_t : Khoảng cách từ thớ nén của bê tông đến thớ kéo lớn nhất của cốt thép

d_c : Khoảng cách từ thớ nén của bê tông tới thớ nén lớn nhất của cốt thép

▪ Ứng suất

Nếu ứng suất kéo của cốt thép đạt đến giới hạn ứng suất chảy của nó, ứng suất kéo sẽ được áp dụng như ứng suất chảy. Nếu không, ứng suất kéo sẽ được tính toán như: "*ε_s x E_s*".

$$f_s = \begin{cases} \varepsilon_s E_s & (f_s \le f_y) \\ f_y & (f_s > f_y) \end{cases}, \quad f_s' = \begin{cases} \varepsilon_s' E_s & (f_s' \le f_y) \\ f_y & (f_s' > f_y) \end{cases} \tag{1.5}$$

Trong đó,

E_s : Mô đun đàn hồi của cốt thép

F_y : Ứng suất kéo chảy của cốt thép

(3)Tính lực của cáp, T_{ps}.

Sức kháng kéo của thép dự ứng lực, T_{ps}, được tính toán theo công thức sau đây.

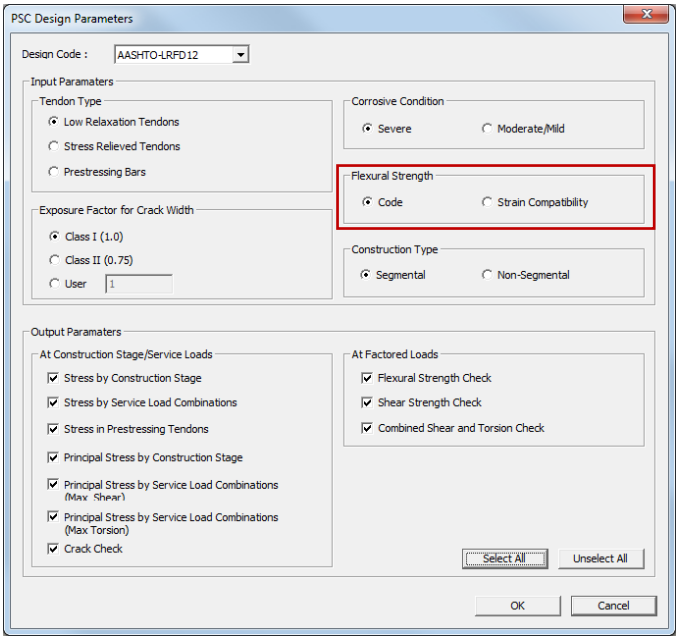
$$T_{ps} = \sum A_p f_{ps} \tag{1.6}$$

Trong đó,

A_p : diện tích mặt cắt ngang của cáp

f_{ps} : ứng suất của cáp

▶ PSC> Design Parameter> Parameters…



[Fig.1. 7] Hộp thoại thông số thiết kế PSC - Flexural Strength

Ứng suất kéo của thép dự ứng lực f_{ps} có thể được tính toán bằng tiêu chuẩn hoặc theo biến dạng tương thích như quy định trong hộp thoại "Thông số thiết kế PSC". Khi tính năng tiêu chuẩn (code) được chọn trong hộp thoại tùy chọn "Flexural Strength" như hình trên, ứng suất kéo f_{ps} được tính toán theo công thức của tiêu chuẩn AASHTO-LRFD cho cáp dính bám (bonded) và không dính bám (unbonded). Trong trường hợp biến dạng tương thích được sử dụng, ứng suất kéo f_{ps} được tính toán theo mối quan hệ ứng suất – biến dạng.

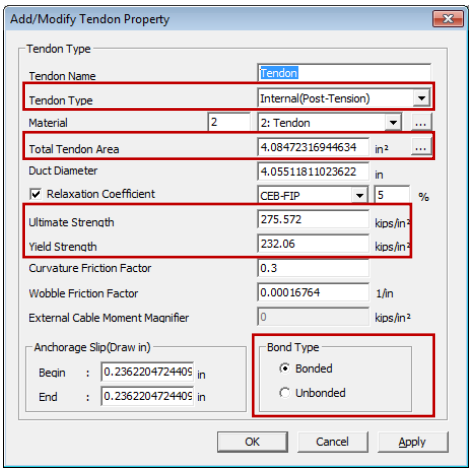
▶ Load>Temp./Prestress>Section Manager>Tendon Property

Dạng cáp sử dụng

Tổng diện tích cáp sử dụng

f_{pu}

f_{py}



Dạng dính bám (Bonded Type)

[Fig.1. 8] Hộp thoại khai báo thuộc tính cáp

▪ **Dạng cáp DUL**

Internal(Pre-Tension) : Dự ứng lực trong, căng trước

Internal(Post-Tension) : Dự ứng lực trong, căng sau

External : Dự ứng lực ngoài

▪ **Dạng dính bám (Bonded Type)**

Bonded: thuộc tính mặt cắt cáp DUL bao gồm diện tích ống sau khi phun vữa.

Khi dạng cáp DUL khai báo được lựa chọn là DUL trong căng trước thì dạng liên kết sẽ chỉ được lựa chọn là dạng cáp dính bám.

Unbonded: thuộc tính mặt cắt cáp DUL ngoại trừ diện tích ống.

Khi dạng cáp khai báo được lựa chọn là DUL ngoài thì dạng liên kết sẽ chỉ được lựa chọn là dạng cáp không dính bám.

[Table1. 1] Bảng tổng hợp phân loại dạng cáp và dạng dính bám

Dạng cáp	Dạng dính bám
DUL tong (căng trước)	Dính bám
DUL trong (căng sau)	Dính bám
	Không dính bám
DUL ngoài	Khong dính bám

▪ **Tổng diện tích cáp DUL**

Nhập giá trị diện tích cáp DUL (A_p). Chọn biểu tượng ... để lựa chọn số lượng tao cáp và đường kính để chương trình tự động tính toán diện tích cáp DUL.

▪ **f_{pu}, f_{py}**

Nhập giá trị cường độ cực hạn f_{pu} và cường độ kéo chảy f_{py} của thép DUL.

Ứng suất kéo của thép DUL f_{ps} sẽ được tính toán theo quy định tại bảng dưới đây.

[Table1. 2] Tính toán ứng suất kéo của thép DUL

Lựa chọn cường độ uốn	Dạng dính bám	Ứng suất kéo
Tiêu chuẩn	Dính bám	f_{ps} cho dạng dính bám
	Không dính bám	f_{ps} cho dạng không dính bám
Biến dạng khả thi	Dính bám	Biến dạng khả thi
	Không dính bám*	f_{ps} cho dạng không dính bám

* *Khi tùy chọn cường độ uốn được khai báo theo biến dạng khả thi và dạng dinh bám là không dính bám, ứng suất kéo sẽ được tính toán theo công thức tiêu chuẩn của cáp DUL không dính bám thay vì tính toán theo phương pháp biến dạng khả thi. Đó là bởi vì phương pháp biến dạng khả thi là phù hợp cho dạng dính bám là dính bám hoàn toàn.*

Ứng suất kéo của thép DUL f_{ps} được tính toán như sau.

▪ **Công thức tiêu chuẩn cho dạng cáp dính bám**

AASHTO LRFD12
(5.7.3.1.1)
(Eq. 5.7.3.1.1-1)

$$f_{ps} = f_{pu}\left(1 - k\frac{c}{d_p}\right) \tag{1.7}$$

AASHTO LRFD12
(5.7.3.1.1)
(Eq. 5.7.3.1.1-2)

$$k = 2\left(1.04 - \frac{f_{py}}{f_{pu}}\right) \tag{1.8}$$

Trong đó,
f_{py}: cường độ kéo chảy của thép DUL
f_{pu}: cường độ kéo quy định của thép DUL
d_p: khoảng cách từ thớ chịu nén lớn nhất tới trọng tâm của cáp DUL
c: khoảng cách giữa trục trung hòa và mặt nén

▪ **Công thức tiêu chuẩn cho dạng cáp không dính bám**

AASHTO LRFD12
(5.7.3.1.2)
(Eq. 5.7.3.1.2-1)

$$f_{ps} = f_{pe} + 900\left(\frac{d_p - c}{l_e}\right) \le f_{py} \tag{1.9}$$

$$l_e = \frac{2l_i}{2+N_s} \quad (1.10)$$

AASHTO LRFD12 (5.7.3.1.2) (Eq. 5.7.3.1.2-2)

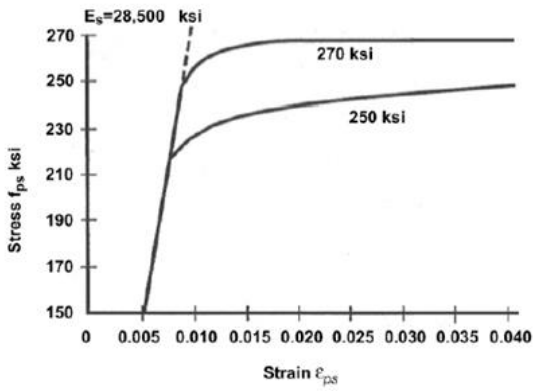
Trong đó,

l_i : chiều dài cáp giữa hai ụ neo

N_i : số bản định dạng đường cáp tăng cường được bắt chéo bằng cáp giữa ụ neo với nhau hoặc các điểm dính bám riêng rẽ. Giá trị này luôn được áp dụng bằng "0" trong midas/Civil.

▪ Giá trị f_{ps} qua biến dạng khả thi

Khi sức kháng uốn được tính toán theo phương pháp biến dạng khả thi, ứng suất kéo của cáp DUL được tính toán theo mối quan hệ ứng suất – biến dạng.



Prestressing Strand Stress–Strain Model

- For fps ≤ 250-ksi strands:

$$f_{ps} = 28{,}500\varepsilon_{ps} \text{ when } \varepsilon_{ps} \le 0.0076$$

$$f_{ps} = 250 - \frac{0.25}{\varepsilon_{ps}} \text{ when } \varepsilon_{ps} > 0.0076$$

- For fps > 250-ksi strands:

$$f_{ps} = 28{,}500\varepsilon_{ps} \text{ when } \varepsilon_{ps} \le 0.0086$$

$$f_{ps} = 270 - \frac{0.04}{\varepsilon_{ps} - 0.007} \text{ when } \varepsilon_{ps} > 0.0086$$

where:

ε_{ps} = strain in prestressing steel

[Fig.1. 9] Mô hình ứng suất – biến dạng của cáp DUL

(4) Xác định vị trí trục trung hòa

Để xác định trục trung hòa, phân tích lặp sẽ được thực hiện cho đến khi cường độ nén ($C=C_c+C_s$) bằng cường độ kéo ($T=T_s+T_{ps}$).

Điều kiện hội tụ được áp dụng như trong phương trình sau.

• Điều kiện hội tụ:

$$\left|\frac{C}{T} - 1.0\right| < 0.001(Tolerance) \quad (1.11)$$

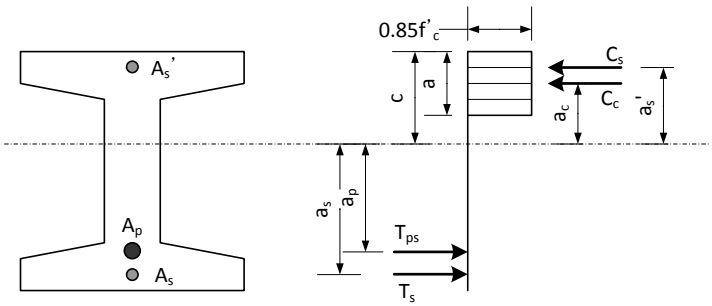
1.3 Tính sức kháng mô men uốn M_n

Khi trục trung hòa được xác định, sức kháng uốn được tính toán bằng cách nhân khoảng cách từ trục trung hòa.

$$M_n = C_c a_c + C_s a_s' + T_s a_s + \sum\left(T_{ps} a_{pi}\right) \quad (1.12)$$

Trong đó,

*a_c, a_s, a_s', a_{pi} : khoảng cách từ chiều cao trục trung hòa, **c** tới bê tông, cốt thép, cáp.*



[Fig.1. 10] Forces and distances from neutral axis depth for Mn

Khi một cáp DUL đang có ứng suất kéo nằm ở phần trên từ trục trung hòa của mô men dương, sức kháng uốn sẽ có dấu (-) và làm giảm tổng sức kháng mô men uốn.

$$M_n = C_c a_c + C_s a_s' + T_s a_s + \sum \left(T_{ps} a_{pi} - T_{ps}' a_{pi}' \right) \quad (1.13)$$

1.4 Sức kháng uốn tính toán

AASHTO LRFD12 (5.7.3.2.1) (Eq. 5.7.3.2.1-1)

$$M_r = \phi M_n \quad (1.14)$$

Trong đó,
M_n : sức kháng danh định
Φ : hệ số sức kháng

1.5 Cốt thép tối thiểu

Sức kháng mô men uốn với việc xem xét khai báo cốt thép hoặc cáp DUL cần phải thỏa mãn các điều kiện sau đây.

AASHTO LRFD12 (5.7.3.3.2)

$$M_r \geq \max(1.33 M_u, M_{cr}) \quad (1.15)$$

▪ Mô men nứt (M_{cr})

Với mặt cắt liên hợp, công thức 1.16 được sử dụng để tính toán mô men nứt (M_{cr}).

AASHTO LRFD12 (5.7.3.3.2) (Eq. 5.7.3.3.2-1)

$$M_{cr} = \gamma_3 \left[(\gamma_1 f_r + \gamma_2 f_{cpe}) S_c - M_{dnc} \left(\frac{S_c}{S_{nc}} - 1 \right) \right] \quad (1.16)$$

M_{dnc} = total unfactored dead load moment acting on the monolithic or noncomposite section (kip-in.)
S_c = section modulus for the extreme fiber of the composite section where tensile stress is caused by externally applied loads (in.^{3})
S_{nc} = section modulus for the extreme fiber of the monolithic or noncomposite section where tensile stress is caused by externally applied loads (in.^{3})

Giá trị M_{dnc} được lấy từ M_{uy} gây ra bởi tải trọng bản thân của mặt cắt dầm trong phân tích giai đoạn thi công.

Giá trị S_{nc} được thu từ mô đun mặt cắt của phần mặt cắt trước liên hợp theo ứng suất kéo
Giá trị S_c được lấy từ mô đun mặt cắt của phần mặt cắt sau liên hợp theo ứng suất kéo.

Trong midas/Civil, mô men nứt được tính theo công thức sau đây.
(Với dạng mặt cắt liên hợp, sử dụng công thức 1.16; với dạng mặt cắt không liên hợp, sử dụng công thức 1.17).

$$M_{cr} = \gamma_3 \left[(\gamma_1 f_r + \gamma_2 f_{cpe}) S_c \right] \quad (1.17)$$

Trong đó,

γ_1 : *hệ số biến đổi nứt do uốn*

1.2 cho kết cấu thi công phân đoạn đúc sẵn

1.6 cho tất cả các kết cấu bê tông khác

γ_2 : *hệ số biến đổi ứng suất trước*

1.1 cho cáp DUL dạng dính bám

1.0 cho cáp DUL dạng không dính bám

Nếu cả cáp DULdạng dính bám và không dính bám được gán cho 1 mặt cắt, giá trị γ_2 *sẽ được áp dụng bằng 1.0 vì là giá trị bất lợi hơn.*

γ_3 : *tỷ lệ giữa cường độ kéo chảy tối thiểu tính toán và cường độ kéo cực hạn của cốt thép*

0.67 cho A615 ,cốt thép Grade 60

0.75 cho A706, cốt théo Grade 60

1.00 cho kết cấu bê tông DUL

Trong midas/Civil, γ_3 *sẽ được áp dụng bằng 1.0.*

f_r *: mô đun vỡ của bê tông quy định tại Điều 5.4.2.6*

Trong midas/Civil, fr sẽ luôn được áp dụng bằng $0.37\sqrt{f'_c}$.

AASHTO LRFD12
(5.4.2.6)
(C5.4.2.6)

S_c *: mô đun mặt cắt cho thớ lớn nhất của mặt cắt liên hợp nơi tải trọng ngoài gây ra ứng suất kéo (in³)*
Trong midas/Civil, sử dụng mô đun mặt cắt do kéo.

f_{cpe} *: ứng suất nén trong bê tông chỉ do lực ứng suất trước hữu hiệu (sau khi bù cho tất cả các dạng mất mát ứng suất trước) tại thớ lớn nhất của mặt cắt nơi tải trọng ngoài gây ra ứng suất kéo (ksi).*

Giá trị f_{cpe} thu được trong trạng thái đàn hồi (mặt cắt không nứt) và áp dụng công thức sau đây trong chương trình midas/Civil.

$$f_{cpe} = \frac{\sum A_{ps} f_e}{A_g} + \frac{\sum A_{ps} f_e e_p}{S} \quad (1.18)$$

Trong đó,

f_e *: lực ứng suất trước hữu hiệu của cáp DUL*

e_p *: khoảng cách từ trục trung hòa đến trọng tâm cáp DUL*

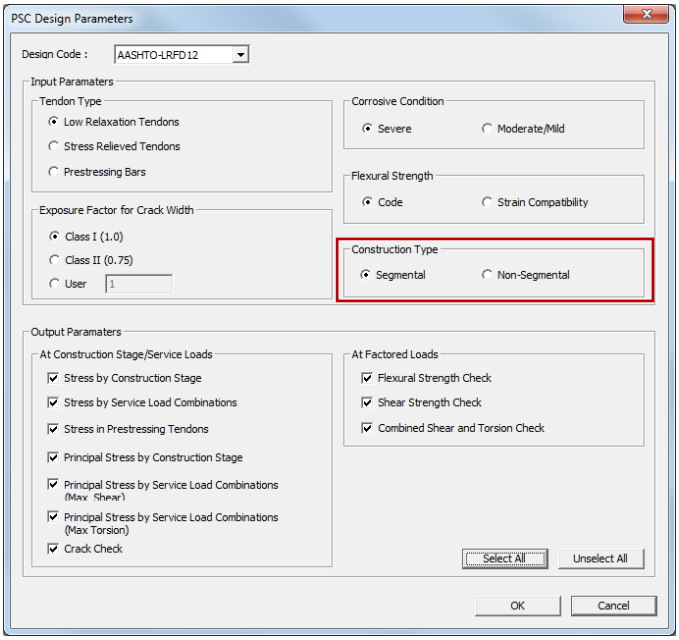
A_{ps} *: diện tích cáp DUL*

A_g *: tổng diện tích mặt cắt ngang*

S *: mô đun mặt cắt khi nén*

Trong midas/Civil, hình thức thi công của mặt cắt PSC được xác định trong hộp thoại thông số thiết kế PSC như hình dưới đây.

▶ PSC> Design Parameter> Parameters…



[Fig.1. 11] Hộp thoại thông số thiết kế PSC - Construction Type

Hình thức thi công: phân đoạn (Segmental), không phân đoạn (Non-Segmental)

Việc lựa chọn hình thức thi công sẽ ảnh hướng tới tính toán mô men nứt, sức kháng cắt và xoắn, và ứng suất kéo tới hạn của bê tông.

1.6 Kiểm tra sức kháng mô men uốn

Trong midas/Civil, mô men tính toán thu được từ việc tổ hợp tải trọng quy định tại hộp thoại tổ hợp tải trọng (Load Combinations). Trong tiêu chuẩn AASHTO LRFD, tổ hợp tải trọng được thiết lập theo quy định tại Fig. 1.12.

Table 3.4.1-1—Load Combinations and Load Factors

Load Combination Limit State	*DC DD DW EH EV ES EL PS CR SH*	*LL IM CE BR PL LS*	*WA*	*WS*	*WL*	*FR*	*TU*	*TG*	*SE*	Use One of These at a Time				
										EQ	*BL*	*IC*	*CT*	*CV*
Strength I (unless noted)	γ_p	1.75	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Strength II	γ_p	1.35	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Strength III	γ_p	—	1.00	1.40	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Strength IV	γ_p	—	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	—	—	—	—	—	—	—
Strength V	γ_p	1.35	1.00	0.40	1.0	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—

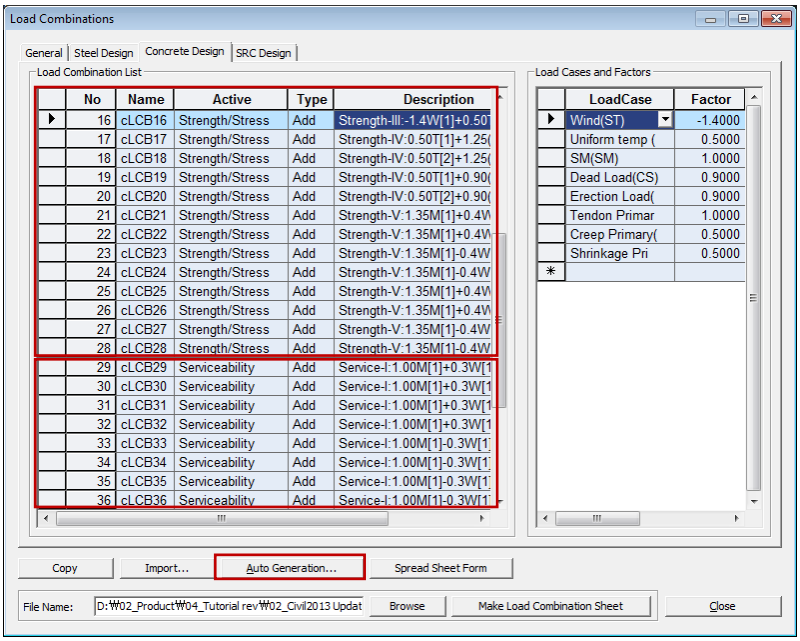
[Fig.1. 12] Tổ hợp tải trọng và hệ số tải trọng cho trạng thái giới hạn cường độ

AASHTO LRFD12 (3.4.1)

▶Results>Load combinations>Concrete Design tab

Active: Strength/Stress

Active: Serviceability



[Fig.1. 13] Hộp thoại tổ hợp tải trọng (Load Combinations)

Trong midas/Civil, việc tổ hợp tải trọng có thể được tạo ra tự động bằng việc kích vào biểu tượng [Auto Generation…]. Các tổ hợp tải trọng cần thiết sẽ được tạo ra trong tab thiết kế bê tông (Concrete Design).

Tổ hợp tải trọng bất lợi nhất trong số các dạng tổ hợp cường độ/ứng suất sẽ được sử dụng để lấy giá trị mô men tính toán, lực cắt tính toán, mô men xoắn tính toán. Các dạng tổ hợp tải trọng Sử dụng sẽ được sử dụng để kiểm tra theo TTGH sử dụng.

Việc xác minh mô men uốn thu được từ tổ hợp tải trọng Cường độ/Ứng suất có thể được chia thành hai trường hợp sau đây.

1) Không phải thỏa mãn cốt thép tối thiểu

$$M_r \geq M_u \tag{1.19}$$

2) Phải thỏa mãn cốt thép tối thiểu

$$M_r \geq M_u \quad \text{và} \quad M_r \geq M_{cr} \tag{1.20}$$

1.7 Kiểm tra sức kháng mô men uốn

1.7.1 Qua các bảng kết quả

Các kết quả có thể được kiểm tra như thể hiện trong bảng dưới đây.

▶Design>PSC Design>PSC Design Result Tables>Check Flexural Strength…

	Part	Positive/ Negative	LCom Name	Type	CHK	Muy (in·kips)	Mcr (in·kips)	Mny (in·kips)	PhiMny (in·kips)	Ratio (Muy/PhiMny)	PhiMny/ min(1,33Muy,Mcr)
▶	I[1]	Negative	cLCB3	MY-MIN	OK	-99059,9700	662325,7991	1348641,6511	1270328,7801	0,0780	1,0000
	I[1]	Positive	cLCB1	FX-MAX	OK	0,0000	649413,3209	536479,7207	536479,7207	0,0000	1,0000
	J[2]	Negative	cLCB3	FX-MAX	OK	-967,2711	602025,7271	1294480,4006	1227040,5099	0,0008	1,0000
	J[2]	Positive	cLCB1	FX-MIN	OK	143857,8218	698615,7119	599999,9503	599999,9503	0,2398	1,0000

[Fig.1. 14] Bảng kết quả cho sức kháng mô men uốn

Elem : Số phần tử

Part : Kiểm tra vị trí (I-End, J-End) của mỗi phần tử

Positive/Negative : Mô men dương, mô men âm

LCom Name : Tên tổ hợp tải trọng

Type : Hiển thị tổ hợp các lực thành phần tương ứng cho trường hợp tải trọng di chuyển (moving load case) hoặc trường hợp tải trọng lún (settlement load case) khi thu được ứng suất lớn nhất.

CHK : Kiểm tra cường độ uốn cho phần tử

Muy : Mô men thiết kế

Mcr : Mô men nứt

Mny : Sức kháng mô men uốn danh định

PhiMny : Sức kháng mô men uốn thiết kế

Ratio : Muy/ PhiMny : tỷ số sức khánh uốn, được xác định là thỏa mãn khi giá trị nhỏ hơn 1.0

PhiMny /min(1.33Muy, Mcr) : Kiểm tra cốt thép tối thiểu, được xác định là thỏa mãn khi giá trị nhỏ hơn 1.0. Nếu việc xác minh cốt thép tối thiểu là không được yêu cầu, giá trị được hiển thị là bằng 1.0.

1.7.2 Qua báo cáo MS Excel

Các kết quả kiểm tra chi tiết có thể được kiểm tra trong báo cáo định dạng MS Excel như thể hiện trong hình bên dưới.

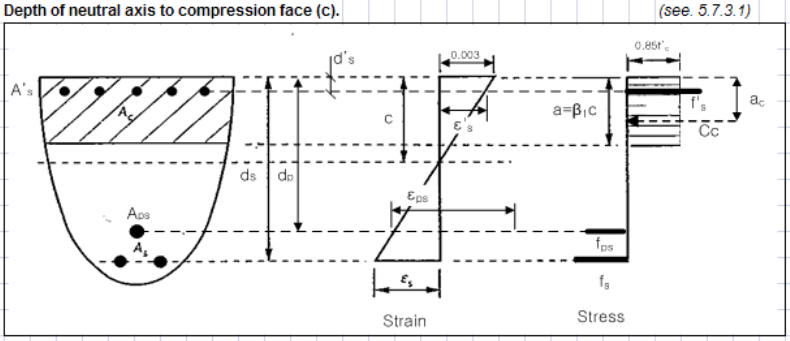
▶ Design>PSC Design>PSC Design Calculation…

2.Flexure design for a section

■ **Moment Direction :** **Positive**

- Method of Calculation : Code
- The maximum Strength Limit Load Combination : cLCB1
- The maximum factored moment (M_u) : 0.000 (kips-in.)

1) Depth of neutral axis to compression face (c). *(see. 5.7.3.1)*



Axial force in concrete (compressive zone)					
c	$a=\beta_1 c$	A_c	a_c	$C_c=0.85f'_cA_c$	$C_c(c-a_c)$
3.031	2.194	734.102	1.097	4072.572	7878.382

Axial force in reinforcement steels			
tensile zone		compressive zone	
$T_s=A_sf_s$	$\Sigma A_sf_s(d_s-c)$	$C_s=A'_sf'_s$	$\Sigma A'_sf'_s(c-d'_s)$
522.141	59059.587	3458.572	2314.227

No.	Axial force in tendons(Unbond) by Code					
	Tendon Name	I_e	f_{pe}	f_{ps}	$T_{ps}=A_{ps}f_{ps}$	$A_{ps}f_{ps}(d_p-c)$
1	S_A2R	1903.35	184.211	210.702	860.659	48217.378
2	S_A1R	1902.38	185.887	203.079	829.520	30143.719
3	S_A4L	1902.50	180.188	225.315	920.351	87795.851
4	S_A3L	1900.90	182.285	218.131	891.003	67456.813
5	S_A2L	1903.35	184.211	210.702	860.659	48217.378
6	S_A1L	1902.38	185.887	203.079	829.520	30143.719
7	S_A4R	1902.50	180.188	225.315	920.351	87795.851

[Fig.1. 15] Báo cáo MS Excel cho sức kháng mô men uốn

2. Sức kháng cắt

Sức kháng cắt không xét tới ảnh hưởng của xoắn phải thỏa mãn điều kiện sau

$$M_u \le \phi V_n \qquad (1.21)$$

AASHTO LRFD12 (5.5.4.2.1)

Trong đó, hệ số chiết giảm cường độ, Φ=0.9.

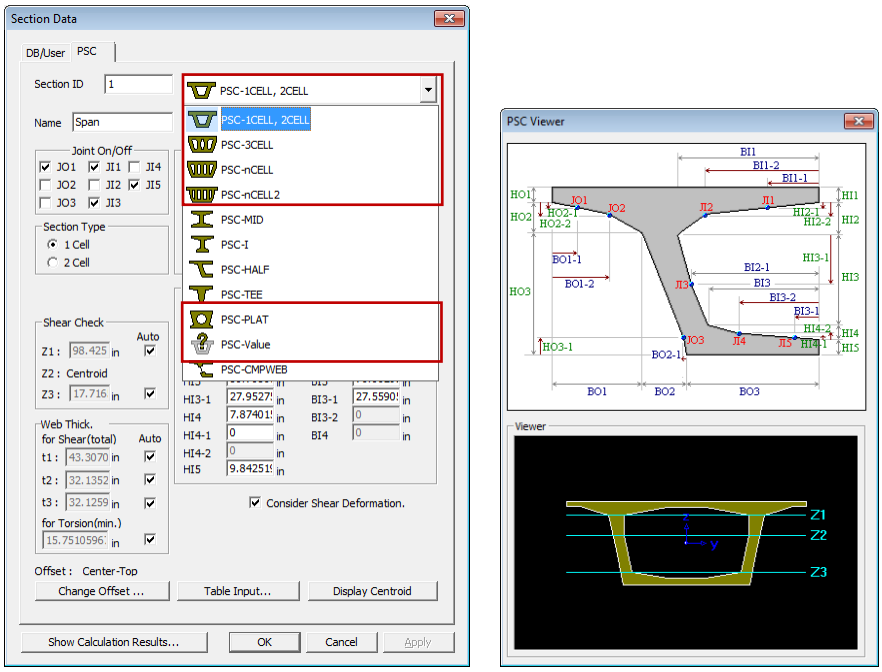
Tham chiếu tới các quy định tại mục 2.3 - Kiểm tra thêm sức kháng xoắn khi thiết kế xét tới ảnh hưởng của cả cắt và xoắn. Trong AASHTO-LRFD (2012), thiết kế cho cắt và xoắn sẽ được thực hiện cho dầm hộp thi công phân đoạn và không phân đoạn.

2.1 Phân loại của dầm hộp thi công phân đoạn

Chương trình sẽ xem xét một mặt cắt là dầm hộp thi công phân đoạn khi hai điều kiện sau đây được thỏa mãn.

1. Trong hộp thoại Thông số Thiết kế PSC, hình thức thi công được quy định là phân đoạn.
2. Khi một mặt cắt được định nghĩa với mặt cắt hộp PSC (ex. PSC-1CELL, 2CELL, 3CELL, nCELL, cCELL2, PLAT, and Value type)

▶ Property > Section Property > Section >PSC



[Fig.1.16] Hộp thoại thông số mặt cắt PSC

2.2 Các thông số cho tính toán chịu cắt

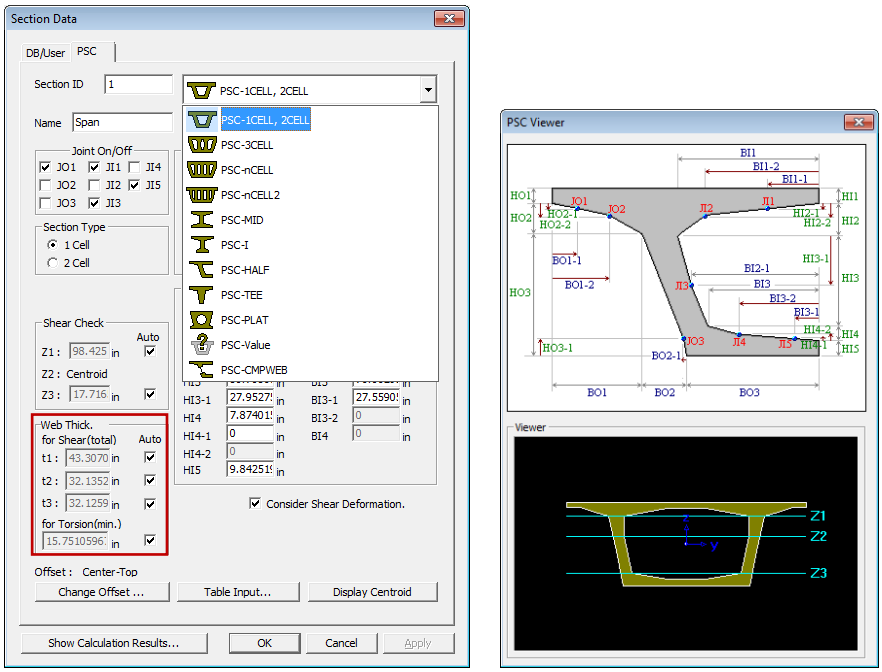
2.2.1 Bề rộng bản bụng hữu hiệu (b_v)

b_v : bề rộng bản bụng hữu hiệu được lấy như giá trị bề rộng bản bụng tối thiểu trong chiều sâu d_v được xác định tại Điều 5.8.2.9 (in.)

Bề rộng bản bụng hữu hiệu (b_v) được lấy bằng chiều dày bản bụng. Với dầm PSC nhiều hơn 2 bản bụng, chiều dày bản bụng có thể được tự động lấy bằng tổng bề dày của các bản bụng. Tương tự, giá trị này có thể được nhập trực tiếp thông qua người sử dụng như được thể hiện tại hình ảnh dưới đây.

AASHTO LRFD12 (5.8.3.3.3)

▶ Property > Section Property > Section >PSC



[Fig 1.17] Xem xét bề rộng bản bụng hữu hiệu

1) Khi người dùng trự tiếp nhập giá trị bề dày bản bụng

Áp dụng giá trị nhỏ nhất giữa các giá trị độ dày bản bụng đã nhập.

2) Khi chức năng "Auto" được lựa chọn

Áp dụng giá trị bề dày bản bụng nhỏ nhất giữa các giá trị t1, t2, và t3. Các giá trị này được tự động lấy bằng tổng bề dày của hai bản bụng tại các điểm ứng suất Z1, Z2, và Z3.

2.2.2 Chiều sâu cắt hữu hiệu (d_v)

▪ Dầm hộp thi công không phân đoạn

d_v : chiều sâu cắt hữu hiệu là khoảng cách, được đo vuông góc với trục trung hòa, giữa tâm của lực kéo và nén do uốn; không cần phải lấy giá trị nhỏ hơn của giá trị lớn hơn giữa $0.9d_e$ hoặc 0.72h (in.) between the resultants of the tensile and compressive forces due to flexure; it need not be

In midas Civil, the value of effective shear depth, dv, is calculated as shown in the equation below.

$$d_v = \min\left(\frac{M_n}{A_s f_s + A_{ps} f_{ps}},\ 0.9d_e,\ 0.72h\right) \tag{1.22}$$

AASHTO LRFD12 (5.8.2.9)

$$d_e = \frac{A_{ps} f_{ps} d_p + A_s f_s d_s}{A_{ps} f_{ps} + A_s f_s} \tag{1.23}$$

Trong đó,

d_p : Khoảng cách từ thớ chịu nén lớn nhất tới trọng tâm của cáp DUL

d_s : Khoảng cách từ thớ chịu nén lớn nhất tới trọng tâm của cốt thép thường chịu kéo

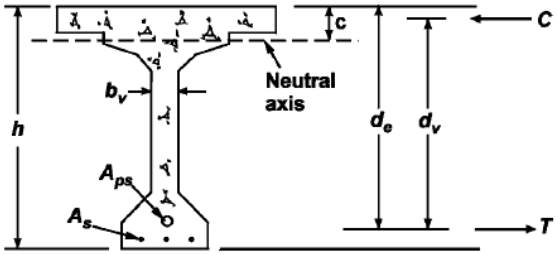


Figure C5.8.2.9-1—Illustration of the Terms b_v and d_v

[Fig.1.18] Chiều sâu cắt hữu hiệu

▪ **Dầm hộp thi công phân đoạn**

dv : 0.8h hoặc khoảng cách từ thớ nén lớn nhất tới trọng tâm của cốt thép DUL, lấy giá trị lớn hơn (in).

Trong midas/Civil, giá trị chiều sâu cắt hữu hiệu, dv, được tính toán theo công thức sau.

$$d_v = \max\left(0.8h,\ d_t\right) \tag{1.24}$$

AASHTO LRFD12 (5.8.6.5)

Trong đó,
h = Chiều cao tổng của mặt cắt
d_t = Khoảng cách từ thớ chịu nén lớn nhất tới trọng tâm của cáp DUL

2.2.3 Biến dạng kéo phương dọc (ε_s)

ε_s là biến dạng kéo phương dọc (Net longitudinal tensile strain) trong mặt cắt tại trọng tâm của cốt théo chịu kéo.

$$\varepsilon_s = \left(\frac{\dfrac{|M_u|}{d_v} + 0.5N_u + |V_u - V_p| - A_{ps} f_{po}}{E_s A_s + E_p A_{ps}} \right) \tag{1.25}$$

AASHTO LRFD12 (5.8.6.5) (Eq. 5.8.3.4.2-4)

Trong đó,

$0 \le \varepsilon_s \le 0.006$

$f_{po} = 0.7 f_{pu}$

$|M_u| \ge |V_u - V_p| d_v$

A_s và A_p được lấy tương ứng bằng diện tích thép thường và thép DUL tại phía kéo uốn của dầm.

d_v : 0.8h hoặc khoảng cách từ thớ nén lớn nhất tới trọng tâm của cốt thép DUL, lấy giá trị lớn hơn (in).

Trong midas/Civil, giá trị chiều sâu cắt hữu hiệu, dv, được tính toán theo công thức sau.

$$d_v = \max\left(0.8h,\ d_t\right) \tag{1.26}$$

Trong đó,
h : Chiều cao tổng của mặt cắt
d_t : Khoảng cách từ thớ chịu nén lớn nhất tới trọng tâm cáp DUL

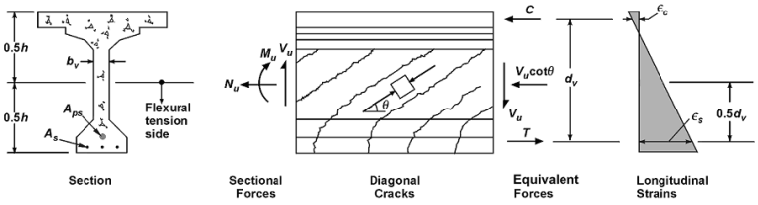


Figure 5.8.3.4.2-1—Illustration of Shear Parameters for Section Containing at Least the Minimum Amount of Transverse Reinforcement, $V_p = 0$

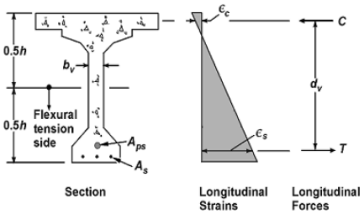


Figure 5.8.3.4.2-2—Longitudinal Strain, ε_s, for Sections Containing Less than the Minimum Amount of Transverse Reinforcement

[Fig 1.19] Biến dạng kéo phương dọc thuần

2.3 Sức kháng cắt danh dịnh, V_n

2.3.1 V_n (Dầm hộp không phân đoạn)

Với dầm hộp không phân đoạn, sức kháng cắt danh định, V_n, phải xác định bằng giá trị nhỏ hơn của:

$$V_n = V_c + V_s + V_p \quad (1.27)$$

$$V_n = 0.25 f_c^{'} b_v d_v + V_p \quad (1.28)$$

AASHTO LRFD12 (5.8.3.3) (Eq. 5.8.3.3-1) (Eq. 5.8.3.3-2)

Trong đó,

V_c : sức kháng cắt thành phần của ứng suất kéo trong bê tông

V_s : sức kháng cắt thành phần của ứng suất kéo trong cốt thép theo phương ngang

V_p : sức kháng cắt thành phần theo hướng của lực cắt tác dụng lên lực DUL hữu hiệu. Trong midas/Civil, sức kháng cắt do lực DUL, Vp, bao gồm lực DUL ban đầu. Các ảnh hưởng thứ cấp từ DUL phải được bao gồm trong lực cắt thiết kế và được lấy từ các tổ hợp tải trọng.

b_v: bề rộng bản bụng hữu hiệu lấy bằng giá trị bề rộng bản bụng nhỏ nhất trong chiều sâu, dv (tham chiếu tới mục 1.2.2.1 – Bề rộng bản bụng hữu hiệu (Effective web width)).

d_v: chiều sâu cắt hữu hiệu (tham chiếu tới mục 1.2.2.2 – Chiều sâu cắt hữu hiệu (Effective shear depth)).

2.3.2 V_n (Dầm hộp thi công phân đoạn)

Với dầm hộp thi công phân đoạn, sức kháng cắt danh định, V_n, phải được xác định bằng giá trị nhỏ hơn của:

$$V_n = V_c + V_s + V_p \quad (1.29)$$

$$V_n = 0.379\sqrt{f_c^{'}} b_v d_v + V_p \quad (1.30)$$

AASHTO LRFD12 (5.8.6.5) (Eq. 5.8.6.5-1) (Eq. 5.8.6.5-2)

Trong đó,

V_c : sức kháng cắt thành phần của ứng suất kéo trong bê tông

V_s : sức kháng cắt thành phần của ứng suất kéo trong cốt thép theo phương ngang

V_p : sức kháng cắt thành phần theo hướng của lực cắt tác dụng lên lực DUL hữu hiệu. Trong midas/Civil, sức kháng cắt do lực DUL, Vp, bao gồm lực DUL ban đầu. Các ảnh hưởng thứ cấp từ DUL phải được bao gồm trong lực cắt thiết kế và được lấy từ các tổ hợp tải trọng.

b_v: bề rộng bản bụng hữu hiệu lấy bằng giá trị bề rộng bản bụng nhỏ nhất trong chiều sâu, dv (tham chiếu tới mục 1.2.2.1 – Bề rộng bản bụng hữu hiệu (Effective web width)).

d_v: chiều sâu cắt hữu hiệu (tham chiếu tới mục 1.2.2.2 – Chiều sâu cắt hữu hiệu (Effective shear depth)).

2.4 The nominal shear resistance by concrete, V_c

2.4 Sức kháng cắt danh định của bê tông/The nominal shear resistance by concrete, V_c

AASHTO LRFD12 (5.8.3.4)

Thiết kế kháng cắt có thể sử dụng bất kỳ một trong hai phương pháp (quy trình đơn giản hóa và quy trình tổng hợp) cho mặt cắt DUL được quy định AASHTO-LRFD12. Trong midas/Civil, các mặt cắt có thể được thiết kế theo quy trình tổng hợp.

2.4.1 V_c (Dầm hộp không phân đoạn)

AASHTO LRFD12 (5.8.3.3) (Eq. 5.8.3.3-3)

$$V_c = 0.0316\beta\sqrt{f_c'}\,b_v d_v \qquad (1.31)$$

Trong đó,

b_v: bề rộng bản bụng hữu hiệu lấy bằng giá trị bề rộng bản bụng nhỏ nhất trong chiều sâu, dv (tham chiếu mục 1.2.2.1 – Bề rộng bản bụng hữu hiệu (Effective web width)).

d_v: chiều sâu cắt hữu hiệu (tham chiếu mục 1.2.2.2 – Chiều sâu cắt hữu hiệu (Effective shear depth))

β : hệ số cho thấy khả năng nứt chéo của bê tông để truyền tải ứng suất kéo và cắt theo quy định tại Điều 5.8.3.4

Với mặt cắt có chứa ít nhất lượng tối thiểu cốt thép ngang:

AASHTO LRFD12 (5.8.3.4.2)

$$\beta = \frac{4.8}{(1+750\varepsilon_s)} \qquad (1.32)$$

Khi mặt cắt không chứa lượng tối thiểu cốt thép chống cắt :

$$\beta = \frac{4.8}{(1+750\varepsilon_s)}\frac{51}{(39+S_{xe})}$$

$$S_{xe} = S_x\frac{1.38}{a_g+0.63}, \qquad 12.0(in.) \le S_x \le 80.0(in.) \qquad (1.33)$$

Trong đó,

S_x: giá trị nhỏ hơn của một trong hai giá trị d_v hoặc khoảng cách lớn nhất giữa các lớp cốt thép kiểm soát nứt dọc, nơi diện tích của cốt thép tại mỗi lớp là không nhỏ hơn 0.003bvsx, như được thể hiện tại hình Fig 5.8.3.4.2-3(in.) . Trong midas/Civil, nó được áp dụng bằng giá trị dv.

a_g : kích thước cốt liệu lớn nhất(in.). Trong midas/Civil, giá trị này bằng "1in.".

ε_s: biến dạng kéo phương dọc thuần trong mặt cắt tại trọng tâm của cốt thép chịu kéo. Tham chiếu mục 1.2.2.3- Net longitudinal tensile strain.

2.4.2 Vc (Dầm hộp thi công phân đoạn)

AASHTO LRFD12 (5.8.3.4.2) (Eq. 5.8.6.5-3)

$$V_c = 0.0632K\sqrt{f_c'}\,b_v d_v \qquad (1.34)$$

Where,

b_v: bề rộng bản bụng hữu hiệu lấy bằng giá trị bề rộng bản bụng nhỏ nhất trong chiều sâu, dv (tham chiếu mục 1.2.2.1 – Bề rộng bản bụng hữu hiệu (Effective web width)).

d_v: chiều sâu cắt hữu hiệu (tham chiếu mục 1.2.2.2 – Chiều sâu cắt hữu hiệu (Effective shear depth)) d_v: Effective shear depth (Refer to the clause 1.2.2.2 Effective shear depth)

K: biến đổi ứng suất K sẽ không được lấy giá trị lớn hơn 1.0 cho bất kỳ mặt cắt nào khi ứng suất trong thớ kéo lớn nhất được tính toán trên cơ sở tính cất mặt cắt tổng, do tải trọng tính toán và lực DUL hữu hiệu sau khi mất mát vượt quá $0.19\sqrt{f'_c}$ khi căng kéo.

$$K = \sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{0.0632\sqrt{f_c'}}} \quad (1.35)$$

AASHTO LRFD12 (5.8.6.3) (Eq. 5.8.6.3-3)

Trong midas/Civil, giá trị của K được tính toán như sau.

1) Tinh toán ứng suất kéo của cáp, f_t, sau mất mát DUL dựa vào mặt cắt không nứt.

2) Nếu $f_t > 0.19\sqrt{f_c'}$, K = min(K, 1.0)

Nếu $f_t \le 0.19\sqrt{f_c'}$, K = min(K, 2.0)

AASHTO LRFD12 (5.8.6.3)

Trong đó,

f_{pc} : ứng suất nén không hệ số trong bê tông sau mất mát DUL hoặc tại trọng tâm của mặt cắt ngang chống truyền tải trọng hoặc điểm giao của bản cánh và bản bụng khi trọng tâm nằm tại bản cánh (ksi)

Trong midas/Civil, fpc được tính toán như sau.

Khi trọng tâm nằm tại bản cánh, kiểm tra ứng suất tại vị trí giao của bản bụng và bản cánh.

$$f_{pc} = \frac{\sum A_{ps} f_e}{A_g} + \frac{\sum A_{ps} f_e e_p}{I_g} y_{joint} - \frac{N_u}{A_g} \quad (1.36)$$

Trong đó, y_{joint} là khoảng cách từ trọng tâm tới điểm giao của bản bụng và bản cánh.

Khi trọng tâm nằm tại bản bụng, kiểm tra ứng suất tại trọng tâm mặt cắt ngang.

$$f_{pc} = \frac{\sum A_{ps} f_e}{A_g} - \frac{N_u}{A_g} \quad (1.37)$$

2.5 Sức kháng cắt danh dịnh của cốt thép chịu cắt, Vs

Sức kháng cắt danh định của cốt thép kháng cắt, Vs, được tính toán như sau:

2.5.1 Vs (Dầm hộp không phân đoạn)

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v (\cot\theta + \cot\alpha)\sin\alpha}{s} \quad (1.38)$$

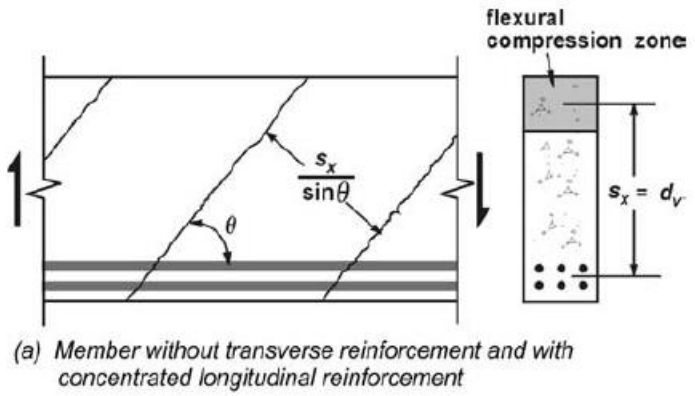
AASHTO LRFD12 (5.8.3.3.3) (Eq. 5.8.3.3-4)

Trong đó,

d_v: tham chiếu mục 1.2.2.2 - Effective shear depth (cho dầm hộp không phân đoạn)

ϑ: góc nghiêng của ứng suất nén chéo được xác định tại Điều 5.8.3.4 (độ)

; nếu quy định của Điều 5.8.3.4.3 được sử dụng, cotϑ được xác định trong tài liệu này.



[Fig.1.20] Góc nghiêng của ứng suất nén ngang

Công thức sau đây được tích hợp trong chương trình midas/Civil:

$$\theta = 29 + 3500\varepsilon_s \quad (1.39)$$

AASHTO LRFD12
(5.8.3.4.2)
(Eq. 5.8.3.4.2-3)

ε_s *: tham chiếu mục 1.2.2.3 - Net longitudinal tensile strain*

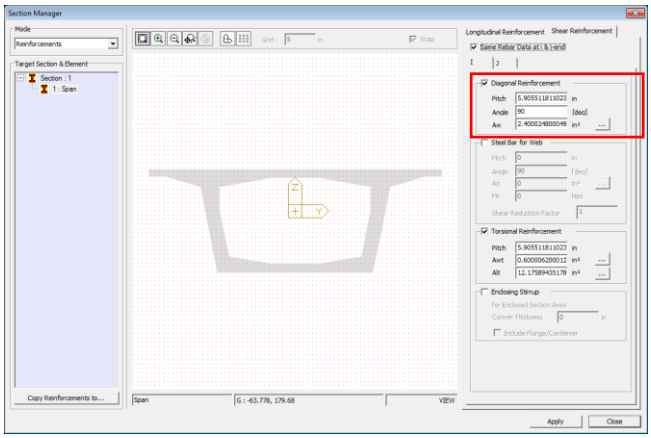
α*: góc nghiêng của cốt théo ngang so với phương dọc (độ)*

Nhập giá trị góc của cốt thép ngang như được thể hiện ở hình dưới Fig1.21.

S *: khoảng cách giữa các cốt thép ngang*

Nhập thông số của cốt thép ngang như hình thể hiện Fig1.21.

▶ Model>Properties>Section Manager>Reinforcements



Cốt thép ngang

[Fig.1.21] Cốt thép ngang

Dữ liệu đầu vào yêu cầu của khai báo cốt théo ngang như sau:
- Pitch: nhập khoảng cách các cốt thép ngang
- Angle: nhập giá trị góc nghiêng của cốt thép ngang
- Aw: nhập diện tích tổng của toàn bộ cốt thép ngang tại bản bụng

2.5.2 Vs (Dầm hộp thi công phân đoạn)

Chương trình midas/Civil áp dụng các công thức sau, góc nghiêng (α) của cốt thép ngang được đưa vào tính toán:

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v (\sin\alpha + \cot\alpha)}{s} \quad (1.40)$$

AASHTO LRFD12 (5.8.3.3.3) ((Eq. 5.8.6.5-4)

Trong đó,

d_v: tham chiếu mục 1.1.2.2 - Effective shear depth (cho dầm hộp phân đoạn)

α: góc nghiêng của cốt thép ngang theo phương dọc (độ)

Nhập giá trị góc của cốt thép ngang theo hình thể hiện tại Fig1.21.

2.6. Khoảng cách lớn nhất của cốt thép ngang (s_{max})

AASHTO LRFD12 (5.8.2.7)

Giá trị khoảng cách lớn nhất của cốt thép ngang có thể được kiểm tra bởi các bước sau:

1) Tính ứng suất cắt (v_u) tác dụng lên bê tông.

$$v_u = \frac{|V_u - \phi V_p|}{\phi b_v d_v} \quad (1.41)$$

AASHTO LRFD12 (5.8.2.7) (Eq. 5.8.2.9-1)

Trong đó,

Φ = sử dụng hệ số chiết giảm cường độ cắt 0.9.

b_v: tham chiếu mục 1.1.2.1 - Effective web width

d_v: tham chiếu mục 1.1.2.2 - Effective shear depth (cho dầm hộp không phân đoạn)

2) Tính s_{max} khác nhau, phụ thuộc vào việc mặt cắt là dầm hộp thi công phân đoạn hay không và trên phạm vi của giá trị v_u.

3) So sánh khoảng cách bước cốt thép đã nhập của cốt thép ngang với s_{max}.

2.6.1 s_{max} (dầm hộp không phân đoạn)

- Nếu $v_u < 0.125f'_c$
  $s_{max} = 0.8d_v \le 24.0$ in.
- Nếu $v_u \ge 0.125f'_c$
  $s_{max} = 0.4d_v \le 12.0$ in.

AASHTO LRFD12 (5.8.2.7)

Trong đó,

d_v: tham chiếu mục 2.1.2.2 - Effective shear depth (cho dầm hộp không phân đoạn)

2.6.2 s_{max} (dầm hộp phân đoạn)

- Nếu $v_u < 0.19\sqrt{f'_c}$
  $s_{max} = 0.8d_v \le 36.0$ in.
- Nếu $v_u \ge 0.19\sqrt{f'_c}$
  $s_{max} = 0.4d_v \le 18.0$ in.

AASHTO LRFD12 (5.8.6.6)

AASHTO LRFD12 (5.8.2.7)

Trong đó,

d_v: tham chiếu mục 1.2.2.2 - Effective shear depth (cho dầm hộp phân đoạn)

Chương trình midas/Civil tính toán v_u sử dụng công thức Eq. 5.8.2.9-1 cho kiểm tra cắt và sử dụng công thức Eq. 5.8.6.5-5 cho kiểm tra xoắn.

2.7 Yêu cầu tối thiểu của cốt thép ngang ($A_{v,min}$)

Yêu cầu lượng cốt thép ngang tối thiểu có thể được kiểm tra thông qua các bước sau:

1) Tính toán yêu cầu lượng cốt thép ngang tối thiểu, $A_{v,min}$, khác nhau tùy thuộc vào mặt cắt là dầm hộp thi công phân đoạn hay không.

▪ Với dầm hộp không phân đoạn

$$A_{v,\min} = 0.0316\sqrt{f_c'}\,\frac{b_v s}{f_y} \qquad (1.42)$$

AASHTO LRFD12 (5.8.2.4) (Eq. 5.8.2.5-1)

▪ Với dầm hộp thi công phân đoạn

$$A_{v,\min} = 0.05\,\frac{b_w s}{f_y} \qquad (1.43)$$

(Eq. 5.8.2.5-2)

Trong midas/Civil b_w=b_v.

2) Tính cường độ kháng cắt của mặt cắt, và sau đó kiểm tra cốt thép ngang sử dụng công thức sau:

▪ Với $V_u < 0.5\Phi(V_c+V_p)$

Bỏ qua việc kiểm tra lượng cốt thép ngang.

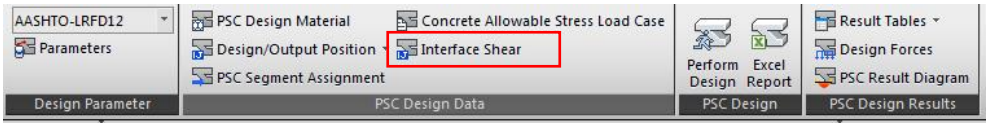
▪ Với $V_u \geq 0.5\Phi(V_c+V_p)$

$$A_{v,req1} = \frac{\{V_u - 0.5\phi(V_c+V_p)\}\,s}{\phi f_y d_v(\sin\alpha + \cot\alpha)}$$
$$A_{v,req2} = A_{v,\min} \qquad (1.44)$$
$$A_{v,req} = \min(A_{v,req1},\ A_{v,req2})$$

Nếu diện tích cốt thép ngang (A_v) lớn hơn hoặc bằng $A_{v,req}$, đảm bảo yêu cầu (OK).
Diện tích cốt thép ngang (A_v) là Aw được nhập vào từ hộp thoại theo hình Fig.1.21.

2.8 Lực cắt tiếp xúc

Với các dạng mặt cắt liên hợp, ma sát cắt gây ra trong quá trình thi công cần được xem xét. Vì vậy, chức năng kiểm tra tiếp xúc cắt (Interface Shear) được kích hoạt cho việc kiểm tra thiết kế mặt cắt trước liên hợp.



2.8.1 Tính giá trị Vni

$$V_{ni} = cA_{cv} + \mu\,(A_{vf} f_y + P_c) \qquad (5.8.4.1\text{-}3)$$

The nominal shear resistance, V_{ni}, used in the design shall not be greater than the lesser of:

$$V_{ni} \le K_1 f'_c A_{cv}, \text{ or} \qquad (5.8.4.1\text{-}4)$$

$$V_{ni} \le K_2 A_{cv} \qquad (5.8.4.1\text{-}5)$$

in which:

$$A_{cv} = b_{vi} L_{vi} \qquad (5.8.4.1\text{-}6)$$

Giá trị V_{ni} đươc tính toán dựa vào trình tự tính toán nêu trên. Giá trị A_{cv} là diện tích mặt cắt có tiếp xúc cắt. Giá trị A_{cf} là diện tích mặt cắt ngang của cốt thép chịu cắt của mặt cắt có tiếp xúc cắt. Công thức dưới đây (5.8.4.4-1) cần phải được thỏa mãn về diện tích cốt thép chịu cắt tối thiểu.

$$Avf \ge \frac{0.05 A_{cv}}{f_y} \qquad (5.8.4.4\text{-}1)$$

Giá trị Pc là lực nén tác dụng lên mặt tiếp xúc. Trong chương trình, giá trị Pc được tính toán dựa vào tải trọng bản thân của bản mặt dầm (slab).

P_c = permanent net compressive force normal to the shear plane; if force is tensile, $P_c = 0.0$ (kip)

Chương trình đề nghị các hệ số được sử dụng trong thiết kế. Trong midas/Civil, các hệ số được áp dụng như được thể hiện dưới đây:

Surface classification	c (ksi)	u	K1	K2
For CIP slab on girder with surface roughened (0.25 in)	0.28	1.0	0.3	1.8
For normal-weight concrete place monolithically	0.4	1.4	0.3	1.5
For lightweight concrete,intentionally roughened(0.25 in)	0.24	1.0	0.3	1.0
For normal-weight concrete, intentionally roughened(0.25 in)	0.24	1.0	0.3	1.5
For concrete, not intentinally roughtened	0.075	0.6	0.2	0.8
For concrete anchored to as rolled structural steel	0.025	0.7	0.2	0.8

[Table1.3] Các hệ số thiết kế được sử dụng trong midas/Civil (AASHTO-LRFD)

5.8.4.3—Cohesion and Friction Factors

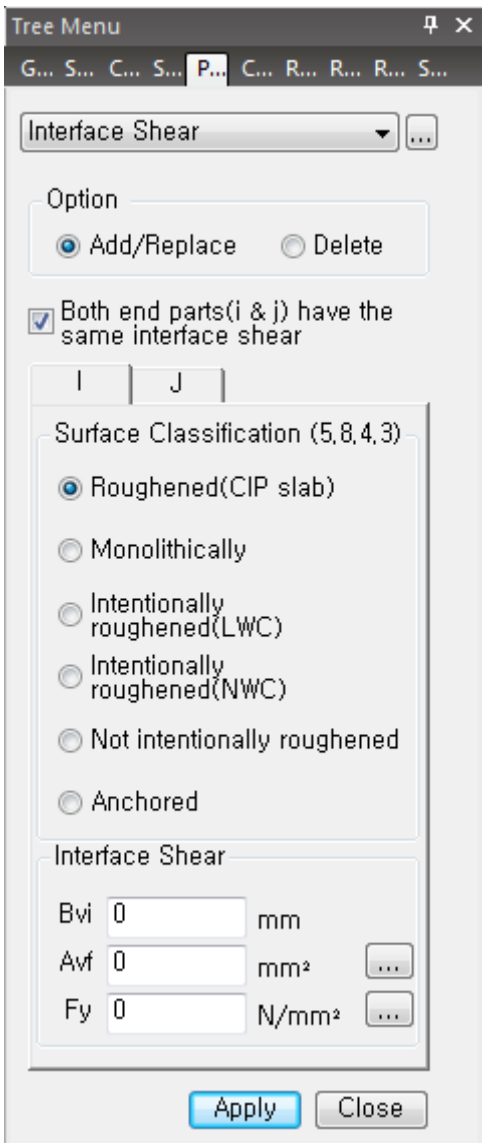
The following values shall be taken for cohesion, c, and friction factor, μ:

- For a cast-in-place concrete slab on clean concrete girder surfaces, free of laitance with surface roughened to an amplitude of 0.25 in.

  c = 0.28 ksi
  μ = 1.0
  K_1 = 0.3
  K_2 = 1.8 ksi for normal-weight concrete
  = 1.3 ksi for lightweight concrete

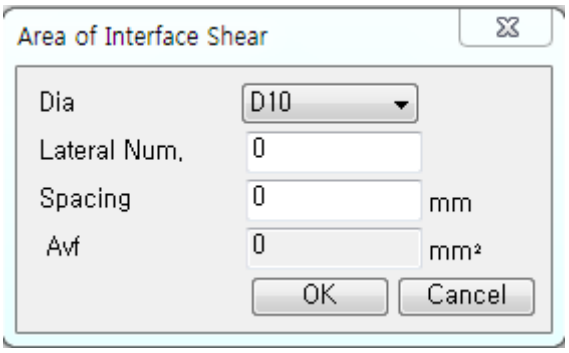
- For normal-weight concrete placed monolithically:

  c = 0.40 ksi
  μ = 1.4
  K_1 = 0.25
  K_2 = 1.5 ksi



Cửa sổ giao diện người sử dụng khai báo thông số đầu vào trong midas/Civil, giá trị Bvi là chiều rộng mặt cắt ngang tiếp xúc và có thể được xác định bởi người dùng

Trong công thức Acv = bci x Lvi, giá trị bci được lấy từ dữ liệu nhập vào Bvi thông qua người sử dụng khai báo và giá trị Lvi được lấy từ chiều dài dầm được mô hình trong chương trình. Giá trị Avf là diện tích mặt cắt ngang của cốt thép trong diện tích mặt phẳng mặt tiếp xúc cắt (Acv). Máy tính được kích hoạt khi nhấn vào biểu tượng ... . Vì vậy diện tích mặt cắt ngang được tính toán dựa vào đường kính cốt thép, số lượng cốt théo và khoảng cách được nhập vào thông qua khai báo từ người sử dụng.



$$V_{ri} = \phi V_{ni} \qquad (5.8.4.1\text{-}1)$$

and the design shall satisfy:

$$V_{ri} \geq V_{ui} \qquad (5.8.4.1\text{-}2)$$

Giá trị Vri được tính toán dựa vào công thức được đề cập ở trên (5.8.4.1-1). Đồng thời, giá trị Vri nên bằng hoặc lớn hơn giá trị Vui.

Với kiểm tra thiết kế cho PSC, giá trị Φ được lấy bằng 1.0.

- For tension-controlled prestressed concrete sections as defined in Article 5.7.2.1 ..... 1.00

Quá trình tính toán tiếp xúc cắt có thể được xem xét trong báo cáo MS Excel.

8) Interface Shear

▪ Nominal interface shear resistance (V_{ni})

V_{ni} = $c \cdot A_{cv} + \mu(A_{vf} \cdot f_y + P_c)$ = 0.13 (kips.) *(Eq. 5.8.4.1-3)*

The nominal shear resistance, Vni, used in the design shall not be greater than the lesser of:

$V_{ni} \leq K1 \cdot f'c \cdot Acv$ = 0.05 (kips.) *(Eq. 5.8.4.1-4)*

$V_{ni} \leq K2 \cdot Acv$ = 0.07 (kips.) *(Eq. 5.8.4.1-5)*

∴ V_{ni} = 0.05 (kips.)

Cohesion and Friction Factors (Case) = Roughened(CIP slab) *(Eq. 5.8.4.3)*

where,	c	= 0.28	(ksi.)
	μ	= 1.00	
	K_1	= 0.30	
	K_2	= 1.80	(ksi.)
	A_{cv}	= 0.04	($in.^2$)
	A_{vf}	= 0.02	($in.^2$)
	F_y	= 1.60	(ksi.)
	P_c	= 0.09	(kips.)

▪ Factored Interface shear force (V_{ui}) *(Eq. 5.8.4.2-2)*

∴ $V_{ui} = V_u / b_{vi} \cdot d_v$ = 24.12 (kips.)

where,	V_u	= 60.58	(kips.)
	b_{vi}	= 0.04	(in.)
	d_v	= 63.81	(in.)

▪ Factored Interface shear resistance (V_{ri}) *(Eq. 5.8.4.1-2)*

∴ $V_{ri} = \Phi V_{ni}$ = 0.05 (kips.) < V_{ui} = 24.12 (kips.) NG

where, Φ = 1.0 *(Eq. 5.7.2.1)*

Tương tự, kết quả tính toán tiếp xúc cắt có thể được kiểm tra tại bảng kết quả sức kháng cắt (Shear Resistance Results).

Vri (N)	Vui (N)	Interface Shear(CHK)
205.7400	107272.1078	NG
205.7400	-174111.9706	NG
342.9000	56237.4392	NG
342.9000	-83442.9502	NG
342.9000	-83442.9502	NG
342.9000	-83442.9502	NG
342.9000	-83442.9502	NG
342.9000	-83442.9502	NG

2.8 Kiểm tra sức kháng cắt

Chương trình midas/Civil kiểm tra trạng thái giới hạn cường độ chịu cắt cho trường hợp V_{max} và V_{min} giữa các tổ hợp tải trọng Cường độ/Ứng suất đã được định nghĩa tại hộp thoại tổ hợp tải trọng hình Fig.1.12 Load Combinations.

2.9 Kiểm tra kết quả sức kháng cắt

2.9.1 Qua các bảng kết quả

Các kết quả có thể được kiểm tra như được thể hiện trong các bảng dưới đây.

▶ Design>PSC Design>PSC Design Result Tables>Check Shear Strength…

	Elem	Part	Max/Min	LCom Name	Type	CHK	Vu (kips)	Mu (in·kips)	Vn (kips)	Phi	Vc (kips)	Vs (kips)	Vp (kips)	PhiVn (kips)
▶	1	I[1]	Max	cLCB9	FZ-MAX	OK	-230.4916	1.5234	592.1019	0.9000	140.6171	2721.3826	0.0000	532.8917
	1	I[1]	Min	cLCB2	FY-MAX	NG	-11746.5317	1.5839	592.1019	0.9000	25.5667	1265.7709	0.0000	532.8917
	1	J[2]	Max	cLCB2	FZ-MAX	NG	1014.0090	512140.8409	592.1019	0.9000	25.5667	1265.7709	0.0000	532.8917
	1	J[2]	Min	cLCB1	FZ-MIN	NG	-2967.0310	609615.9652	592.1019	0.9000	25.5667	1265.7709	0.0000	532.8917

de (in)	dv (in)	ex	theta ([deg])	beta	Avs (in²)	Ast (in²)	Al (in²)	bv (in)	Avs_min (in²)	Avs_req (in²)	Al_min (in²)	bv_min (in)
41.5005	45.3600	0.0000	29.0000	4.8000	3.3852	0.4422	85.0188	8.0000	0.0657	0.1420	0.0000	3.4602
41.5005	45.3600	0.0060	50.0000	0.8727	3.3852	0.4422	85.0188	8.0000	0.0657	0.0259	0.0000	176.3440
41.5005	45.3600	0.0060	50.0000	0.8727	3.3852	0.4422	85.0188	8.0000	0.0657	0.0258	0.0000	15.2227
41.5005	45.3600	0.0060	50.0000	0.8727	3.3852	0.4422	85.0188	8.0000	0.0657	0.0258	0.0000	44.5423

[Fig.1.22] Bảng kết quả cho sức kháng cắt

Elem : Số phần tử

Part : Kiểm tra vị trí (I-End, J-End) của mỗi phần tử

Max./Min. : Lực cắt lớn nhất, lực cắt nhỏ nhất

LCom. Name : Tên tổ hợp tải trọng

Type : Hiển thị tổ hợp các lực thành phần tương ứng cho trường hợp tải trọng di chuyển (moving load case) hoặc trường hợp tải trọng lún (settlement load case) khi thu được ứng suất lớn nhất

CHK : Kiểm tra cường độ cắt cho phần tử

Vu : Lực cắt lớn nhất giữa các tổ hợp tải trọng Cường độ/Ứng suất

Mu : Mô men uốn cho LCom với giá trị Vu

Vn : Sức kháng cắt danh định

Phi :Hệ số sức kháng cắt

Vc : Sức kháng cắt của bê tông

Vs : Sức kháng cắt của cốt théo chịu cắt

Vp : lực cắt của lực DUL hữu hiệu

PhiVn : Sức kháng cắt thiết kế

de : Bề rộng bản bụng hữu hiệu

dv : Chiều sâu cắt hữu hiệu

ex : Biến dạng dọc

theta : góc nghiêng của ứng suất nén ngang

beta : hệ số cho thấy khả năng nứt ngang của bê tông do chuyển tải lực kéo và cắt nd shear

Avs : Diện tích cốt thép chịu cắt

Ast : Diện tích cốt théo dọc

Al : Diện tích cốt théo dọc chịu xoắn

bv : Bề rộng hữu hiệu

Avs_min : Diện tích cốt thép ngang tối thiểu yêu cầu

Avs_req : Diện tích cốt thép ngang yêu cầu

Al_min : Diện tích cốt thép dọc chịu xoắn tối thiểu

bv_min : Bề rộng hữu hiệu tối thiểu bản bụng

	Elem	Part	Max/Min	LCom Name	Type	CHK	Vu (N)	Mu (N·mm)	Vn (N)	Phi	Vc (N)	Vs (N)	Vp (N)	PhiVn (N)	de (mm)	dv (mm)	ex
▶	11	I[11]	Max	cLCB4	FZ-MAX	OK	507602.8886	7652239431.6248	2961678.4605	0.9000	920250.7880	1975747.1489	65880.5236	2665690.6144	1734.6433	1620.7200	0.0000
	11	I[11]	Min	cLCB5	FZ-MIN	OK	-332863.0996	8111010518.0089	2961678.4605	0.9000	920250.7880	1975747.1489	65880.5236	2665690.6144	1734.6433	1620.7200	0.0000
	11	J[12]	Max	cLCB4	FZ-MAX	OK	745776.2972	6695240591.6342	3065087.7747	0.9000	920250.7880	1975747.1489	169089.8378	2758578.9972	1741.0145	1620.7200	0.0000
	11	J[12]	Min	cLCB5	FZ-MIN	OK	-113483.7531	7093820968.5194	3065087.7747	0.9000	920250.7880	1975747.1489	169089.8378	2758578.9972	1741.0145	1620.7200	0.0000

theta ([deg])	beta	Avs (mm²)	Ast (mm²)	Al (mm²)	bv (mm)	Avs_min (mm²)	Avs_req (mm²)	Al_min (mm²)	bv_min (mm)	Vri (N)	Vui (N)	Interface Shear(CHK)
29.0000	4.8000	253.4000	3483.9000	6967.8000	225.4137	44.3597	97.6714	0.0000	30.7347	205.7400	202061.4786	NG
29.0000	4.8000	253.4000	3483.9000	6967.8000	225.4137	44.3597	142.5948	0.0000	26.6849	205.7400	-132502.8119	NG
29.0000	4.8000	253.4000	3483.9000	6967.8000	225.4137	44.3597	60.3200	0.0000	40.6950	342.9000	148435.9810	NG
29.0000	4.8000	253.4000	3483.9000	6967.8000	225.4137	44.3597	222.8749	0.0000	18.2131	342.9000	-22587.2384	NG

Vri : sức kháng cắt tiếp xúc danh định

Vui : lực cắt tiếp xúc tính toán do tổng tải trọng dựa vào cường độ tác dộng và tổ hợp tải trọng đặc biệt

2.9.2 Qua báo cáo MS Excel

Các kết quả chi tiết bao gồm trình tự tính toán được thể hiện cụ thể theo báo cáo MS Excel.

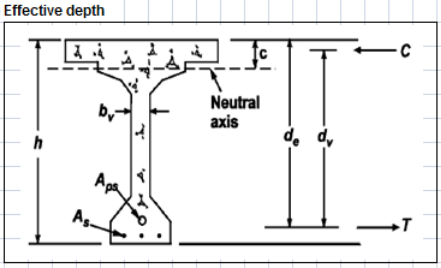
▶ Design>PSC Design>PSC Design Calculation…

3.Shear design for a section

■ Maximum Shear

- Section type :	Segmental-Box			
- The Strength Limit Load Combination :	cLCB1			
- The factored Shear force :	V_u	=	-1078.643	(kips.)
- Factored moment :	M_u	=	0.000	(kips-in.)
- Factored axial force :	N_u	=	-0.705	(kips.)
- Resistance factor for shear :	Φ	=	0.90	
- Component of prestressing force in direction of the shear force :	V_p	=	$\Sigma A_{ps} \cdot f_{e(z\text{-}dir)}$ = 475.483	(kips.)

1) Effective depth



b_v = 32.13 (in.) : Effective web width

$d_e = \dfrac{A_{ps}f_{ps}d_p + A_s f_y d_s}{A_{ps}f_{ps} + A_s f_y}$ = 72.968 (in.) : Effective depth for Bending

$d_v = \text{Max}\left[\dfrac{M_n}{A_{ps}f_{ps} + A_s f_y},\ 0.9d_e,\ 0.72h\right]$: Effective depth for shear

= Max [71.291 , 65.671 , 85.039]

= 85.039 (in.)

d'_v = max[0.8h, D_t] = Max [94.488 , 88.583]

= 94.488 (in.) : Effective depth for shear for Segmental Box

* Dt : The distance from the extreme compression fiber to the centroid of the prestressing reinforcement

2) Maximum spacing for transverse reinforcement (s_{max})

▪ Shear stress on concrete (v_u).

$v_u = \dfrac{|V_u - \Phi V_p|}{\Phi b_v d_v}$ = 0.613 (ksi.) *(Eq. 5.8.2.9-1)*

[Fig.1.23] Báo cáo MS Excel cho sức kháng cắt

3. Sức kháng xoắn

Kiểm tra kết hợp sức kháng xoắn và sức kháng cắt.

3.1 Kích thước của mặt cắt tính xoắn

Thông số kích thước mặt cắt được yêu cầu cho kiểm tra xoắn thể hiện như hình dưới đây:

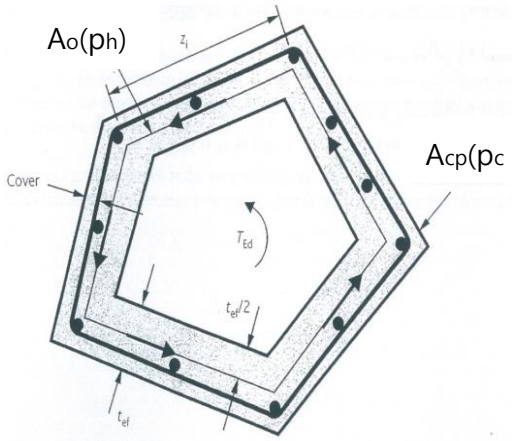
Ao : Diện tích được bao bởi các đường dòng chịu cắt, bao gồm bất kỳ diện tích các lỗ hở trong nó (in2)

Midas/Civil sử dụng diện tích của mặt cắt kín được bao bởi cốt thép chịu xoắn, thay vì các đường dòng chịu cắt (shear flow path) nêu trên.

Ph : Chu vi đường tâm của cốt thép chịu xoắn ngang kín (in)

Acp : Tổng diện tích được bao bởi chu vi ngoài mặt cắt bê tông (in2)

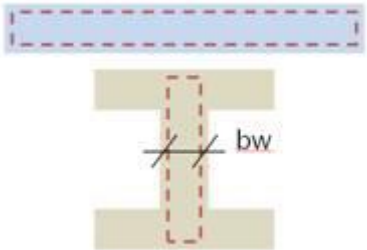
P : Chiều dài của chu vi bên ngoài mặt cắt bê tông (in)



[Fig.1.24] Kích thước mặt cắt tính xoắn

** Thông tin bổ sung cho diện tích tính xoắn Ac và chu vi tính toán Ph của mặt cắt liên hợp.

Trong midas/Civil, khi mặt cắt Ao được áp dụng trong trường hợp mặt cắt liên hợp, dầm và bản mặt dầm (diện tích mặt cắt tính xoắn được quản lý tại tab Section Manager) được tính toán riêng biệt và sau đó cộng lại. Chu vi Ph được tính toán dựa trên cách tiếp cận tương tự nhưng giá trị của bw*2 được khấu trừ để xem xét các vùng tiếp xúc giữa dầm và bản mặt dầm.



3.2 Tính sức kháng xoắn

Sức kháng xoắn có thể được kiểm tra theo trình tự các bước như sau:

1) Tính mô men nứt xoắn (T_{cr}), khác nhau phụ thuộc vào việc mặt cắt là dầm hộp thi công phân đoạn hay không phân đoạn.
2) So sánh giá trị mô men xoắn tính toán (T_u) với giới hạn, khác nhau tùy thuộc vào loại dầm (dầm hộp thi công phân đoạn hay không phân đoạn), để quyết định có xem xét ảnh hưởng của xoắn hay không.
3) Trong trường hợp ảnh hưởng của xoắn cần phải được xem xét, tính toán cường độ xoắn thiết kế và sau đó so sánh nó với giá trị T_u.

3.2.1 Mô men nứt xoắn (T_{cr})

▪ Với dầm hộp không phân đoạn (Non-Segmental Box Girders)

$$T_{cr} = 0.125\sqrt{f_c^{'}}\frac{A_{cp}^2}{p_c}\sqrt{1+\frac{f_{pc}}{0.125\sqrt{f_c^{'}}}} \quad (1.45)$$

AASHTO LRFD12 (5.8.2.1) (Eq. 5.8.2.1-4)

Trong đó,

f_{pc}: ứng suất nén không hệ số trong bê tông sau mất mát DUL hoặc tại trọng tâm của mặt cắt ngang chống truyền tải trọng hoặc điểm giao của bản cánh và bản bụng khi trọng tâm nằm tại bản cánh (ksi)

Chương trình midas/Civil tính toán giá trị f_{pc} như sau:

Nếu trọng tâm nằm tại bản cánh: tính toán tại điểm giao của bản cánh và bản bụng.

$$f_{pc} = \frac{\sum A_{ps} f_e}{A_g} + \frac{\sum A_{ps} f_e e_p}{I_g} y_{joint} \quad (1.46)$$

Trong đó, y_{joint} là khoảng cách từ trọng tâm tới điểm giao của bản cánh và bản bụng.

Nếu trọng tâm nằm tại bản bụng: tính toán tại trọng tâm của mặt cắt ngang.

$$f_{pc} = \frac{\sum A_{ps} f_e}{A_g} \quad (1.47)$$

$\frac{A_{cp}^2}{p_c}$ nên nhỏ hơn hoặc bằng $2A_o b_v$ cho mặt cắt dạng hộp.

▪ Với dầm hộp thi công phân đoạn (Segmental Box Girders)

$$T_{cr} = 0.0632K\sqrt{f_c^{'}}A_o b_e \quad (1.48)$$

AASHTO LRFD12 (5.8.6.3) (Eq. 5.8.6.3-2)

Trong đó,

K : tham chiếu giá trị của K được quy định tại mục 2.1.4.2

b_e : bề rộng hữu hiệu của đường dòng chịu cắt (shear flow path), nhưng không vượt quá bề dày tối thiểu của các bản bụng hoặc bản cánh bao gồm phần hộp kín (in.). be sẽ được điều chỉnh để tính đến việc xuất hiện của ống dẫn theo quy định tại Điều 5.8.6.1. Trong midas/Civil sử dụng giá trị bv.

3.2.2 Điều kiện kiểm tra xoắn

▪ Với dầm hộp không phân đoạn (Non-Segmental Box Girders)

$$T_u > 0.25\phi T_{cr} \quad (1.49)$$

AASHTO LRFD12 (5.8.2.1) (Eq. 5.8.2.1-3)

▪ Với dầm hộp thi công phân đoạn (Segmental Box Girders)

$$T_u > 1/3\phi T_{cr} \quad (1.50)$$

AASHTO LRFD12 (5.8.6.3) (Eq. 5.8.6.3-1)

Trong đó,

Φ = hệ số sức khoáng xoắn(=0.9)

3.2.3 Sức kháng xoắn

Theo tiêu chuẩn AASHTO-LRFD12, sức kháng xoắn phải đáp ứng điều kiện $T_u \leq \Phi T_n$ cho các trường hợp dầm hộp phân đoạn và không phân đoạn.

AASHTO LRFD12 (5.5.4.2.1)

▪ Với dầm hộp không phân đoạn (Non-Segmental Box Girders)

$$T_n = \frac{2A_o A_t f_y \cot\theta}{s} \quad (1.51)$$

AASHTO LRFD12 (5.8.3.6.2) (Eq. 5.8.3.6.2-1)

Trong đó,

A_t: diện tích của một nhánh cốt thép ngang kín chịu xoắn trong phần tử khối hoặc tổng diện tích cốt thép ngang chịu xoắn tại bản bụng ngoài của phần tử rỗng (in^2). Diện tích Awt của cốt thép chịu xoắn lấy trong Fig.1. 26 sẽ được sử dụng.

s : sử dụng giá trị Pitch của cốt thép chịu xoắn được nhập theo hình Fig.1. 26

Θ: góc của vết nứt xác định phù hợp với quy định trong mục 5.8.3.4 theo sự thay đổi của các giá trị v và Vu (độ). Với bài toán kiểm tra lực cắt, phương trình dưới đây sẽ được sử dụng:

$$\theta = 29 + 3500\varepsilon_s \quad (1.52)$$

AASHTO LRFD12 (5.8.3.4.2) (Eq. 5.8.3.4.2-3)

ε_s : Tham chiếu mục 1.2.2.3 - Net longitudinal tensile strai.

▪ Với dầm hộp thi công phân đoạn (Segmental Box Girders)

$$T_n = \frac{2A_o A_t f_y}{s} \quad (1.53)$$

AASHTO LRFD12 (5.8.6.4) (Eq. 5.8.6.4-2)

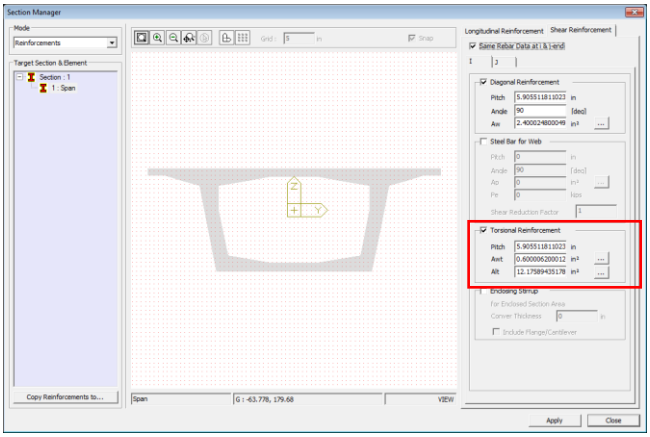
Where,

A_t : sử dụng giá trị Awt của cốt thép chịu xoắn được nhập theo hình Fig.1. 26

s : sử dụng giá trị Pitch của cốt thép chịu xoắn được nhập theo hình Fig.1. 26

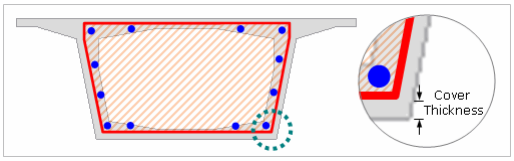
Dữ liệu đầu vào của cốt thép được sử dụng cho kiểm tra xoắn được thể hiện như hình dưới:

▶ Model>Properties>Section Manager>Reinforcements



Khai báo cốt thép chịu xoắn

[Fig.1.25] Cốt thép ngang



- Pitch : khoảng cách của cốt thép chịu xoắn ngang
- Awt : diện tích cốt théo chịu xoắn ngang
  (diện tích của một cốt đai giữa hai cốt đai kín bên ngoài)
- Alt : diện tích của cốt thép chịu xoắn dọc
  (diện tich của toàn bộ cốt thép ● gần với cốt đai bên ngoài)

3.3 Kiểm tra cốt thép dọc

Kiểm tra cốt thép dọc để chống xoắn. Việc kiểm tra thực hiện tương tự cho phần mặt cắt hộp và mặt cắt đặc.

▪ Với mặt cắt đặc (Solid sections)

A_{ps} là diện tích của cáp DUL chịu kéo và A_s là diện tích cốt thép chịu kéo.

$$A_{ps} f_{ps} + A_s f_y \geq \frac{|M_u|}{\phi d_v} + \frac{0.5N_u}{\phi} + \cot\theta \sqrt{\left(\left|\frac{V_u}{\phi} - V_p\right| - 0.5V_s\right)^2 + \left(\frac{0.45 p_h T_u}{2A_o \phi}\right)^2}$$

(1.54)

AASHTO LRFD12 (5.8.3.6.3) (Eq. 5.8.3.6.3-1)

Trong đó,

d_v: tham chiếu mục 2.1.2.2 - Effective shear depth (cho dầm hộp không phân đoạn)

▪ Với mặt cắt hộp (Box sections)

Tiêu chuẩn đề nghị lượng cốt thép chống xoắn được giới hạn theo công thức sau cho mặt cắt hộp:

$$A_l = \frac{T_n p_h}{2A_o f_y} \qquad (1.55)$$

AASHTO LRFD12 (5.8.3.6.3) (Eq. 5.8.3.6.3-2)

Trong midas/Civil kết hợp các công thức nêu trên để kiểm tra cốt thép xoắn theo chiều dọc.

Giá trị Alt – cốt thép chịu xoắn được khai báo theo hộp thoại Fig.1. 25. Giá trị Alt chỉ để chống xoắn cong vênh và chỉ được sử dụng cho mặt cắt hộp.

$$A_{lt} \geq \frac{(T_u / \phi) p_h}{2 A_o f_y} \tag{1.56}$$

AASHTO LRFD12 (5.8.6.4) (Eq. 5.8.6.4-3)

3.4 Kiểm tra ứng xuất xoắn và cắt kết hợp

Với dầm hộp thi côngphân đoạn, kiểm tra ứng suất xoắn và cắt kết hợp theo công thức:

$$\left(\frac{V_u}{b_v d_v}\right) + \left(\frac{T_u}{2 A_o b_e}\right) \leq 0.474\sqrt{f_c^{'}} \tag{1.57}$$

AASHTO LRFD12 (5.8.6.5) (Eq. 5.8.6.5-5)

Trong đó,

b_v: tham chiếu mục 1.1.2.1 – bề rộng bản bụng hữu hiệu (Effective web width)

d_v: tham chiếu mục 1.1.2.2 - Effective shear depth (cho dầm hộp phân đoạn)

b_e : bề dày hữu hiệu của dòng chịu cắt (sher flow path) của phần tử tạo mô hình không gian giàn chống xoắn tính toán theo Điều 5.8.6.3 (in). midas/Civil sử dụng giá trị b_v.

Chương trình midas/Civil tính toán ứng suất kết hợp lớn nhất sử dụng công thức sau.

$$\left|\frac{V_u}{b_v d_v}\right| + \left|\frac{T_u}{2 A_o b_e}\right| \leq 0.474\sqrt{f_c^{'}} \tag{1.58}$$

3.5 Kiểm tra sức kháng mô men xoắn

Midas/Civil kiểm tra trạng thái giới hạn cường độ xoắn và cắt kết hợp cho các trường hợp V_{max}, V_{min} and T_{max} giữa các tổ hợp tải trọng Cường độ/Ứng suất được định nghĩa tại hộp thoại tổ hợp tải trọng hình Fig.1.12 - Load Combinations.

3.6 Kiểm tra kết quả sức kháng xoắn

3.6.1 Qua các bảng kết quả

Các kết quả có thể được kiểm tra như thể hiện trong các bảng dưới đây.

▶ Design>PSC Design>PSC Design Result Tables>Check Combined Shear and Torsion Strength…

	Elem	Part	Max/Min	LCom Name	Type	CHK	Vu (kips)	Mu (in-kips)	Tu (in-kips)	Vn (kips)	Tn (in-kips)	Phi	Phi_t	Vc (kips)	Vs (kips)	Vp (kips)	PhiVn (kips)	dPhi_tTn (in-kips)
▶	1	[1]	T-Max	cLC81	MX-MIN	NG	-8182.2559	-0.0004	-96957.1241	592.1019	66804.6035	0.9000	0.9000	25.5667	1265.7709	0.0000	532.6917	60124.1431
	1	[1]	V-Max	cLC89	FZ-MAX	OK	-230.4916	1.5234	-3149.7582	592.1019	143628.5877	0.9000	0.9000	140.6171	2721.3928	0.0000	532.6917	129265.7289
	1	[1]	V-Min	cLC82	FZ-MIN	OK	-11746.5317	1.5238	-2980.2882	592.1019	66804.6035	0.9000	0.9000	25.5667	1265.7709	0.0000	532.6917	60124.1431
	1	[2]	T-Max	cLC81	MX-MIN	NG	-2347.1303	548902.1068	-90774.2716	592.1019	66804.6035	0.9000	0.9000	25.5667	1265.7709	0.0000	532.6917	60124.1431
	1	[2]	V-Max	cLC82	FZ-MAX	OK	1014.0090	512140.8409	1.3847	592.1019	66804.6035	0.9000	0.9000	25.5667	1265.7709	0.0000	532.6917	60124.1431
	1	[2]	V-Min	cLC81	FZ-MIN	NG	-2367.0310	628615.9052	-55867.9147	592.1019	66804.6035	0.9000	0.9000	25.5667	1265.7709	0.0000	532.6917	60124.1431

de (in)	dv (in)	ex	theta ([deg])	beta	Avs (in²)	Ast (in²)	Al (in²)	bv (in)	Avs_min (in²)	Avs_req (in²)	Al_min (in²)	bv_min (in)	At (in²)	At_req (in²)
22.9049	45.3600	0.0000	50.0000	0.8727	3.3852	0.4422	65.0188	8.0000	0.0657	0.0258	209.2316	122.6356	4.0001	6.4506
41.5005	45.3600	0.0000	29.0000	4.9000	3.3852	0.4422	65.0188	8.0000	0.0657	0.1420	6.7971	3.4602	4.0001	0.0975
41.5005	45.3600	0.0000	50.0000	0.8727	3.3852	0.4422	65.0188	8.0000	0.0657	0.0258	6.4529	176.3440	4.0001	0.1989
41.5005	45.3600	0.0000	50.0000	0.8727	3.3852	0.4422	65.0188	8.0000	0.0657	0.0258	195.8891	35.2361	4.0001	6.0593
41.5005	45.3600	0.0000	50.0000	0.8727	3.3852	0.4422	65.0188	8.0000	0.0657	0.0258	0.0159	15.2227	4.0001	0.0000
41.5005	45.3600	0.0000	50.0000	0.8727	3.3852	0.4422	65.0188	8.0000	0.0657	0.0258	126.5819	44.5423	4.0001	3.7169

[Fig.1.26] Bảng kết quả sức kháng xoắn

Elem : Số phần tử

Part : Kiểm tra vị trí (I-End, J-End) của mỗi phần tử

Max./Min.: Lực xoắn/cắt lớn nhất, nhỏ nhất

LCom Name: Tên tổ hợp tải trọng

Type: Hiển thị tổ hợp các lực thành phần tương ứng cho trường hợp tải trọng di chuyển (moving load case) hoặc trường hợp tải trọng lún (settlement load case) khi thu được ứng suất lớn nhất

CHK: kiểm tra cường sộ xoắn và cắt cho phần tử

Vu : lực cắt tương ứng với LCom

Mu : mô men uốn tương ứng với LCom

Tu : mô men xoắn tương ứng với LCom

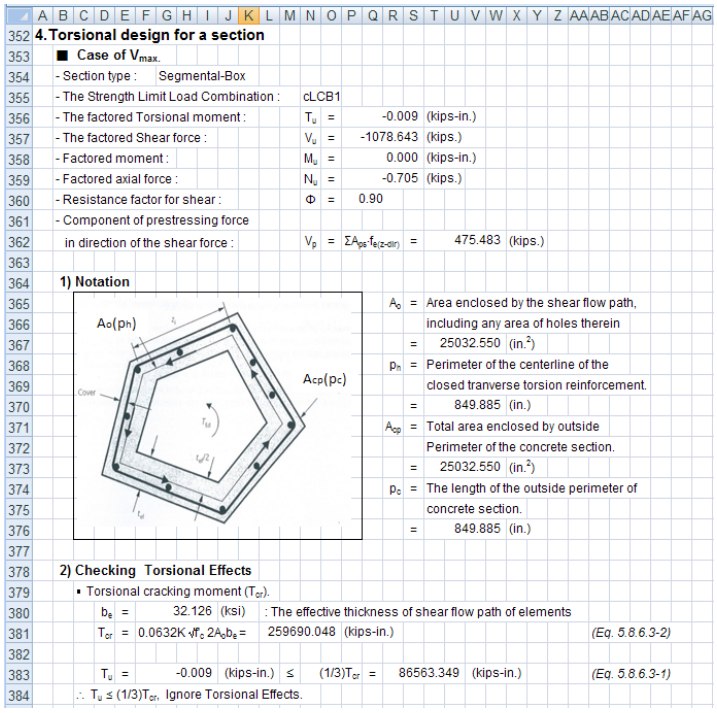
Vn :sức kháng cắt danh định

Tn : sức kháng xoắn danh định
Phi : hệ số chiết giảm cường độ chống cắt
Phi_t : hệ số chiết giảm cường độ chống xoắn
Vc : sức kháng cắt của bê tông
Vs : sức kháng cắt của cốt thép chịu cắt
Vp : lực cắt của lực DUL hữu hiệu
PhiVn : sức kháng cắt thiết kế
Phi_tTn : sức kháng xoắn thiết kế
de : bề rộng bản bụng hữu hiệu
dv : chiều sâu cắt hữu hiệu
ex : biến dạng dọc
theta : góc nghiêng của ứng suất nén ngang
beta : hệ số cho thấy khả năng nứt ngang của bê tông để truyền ải lực kéo và lực cắt
Avs : diện tích cốt thép chịu kéo
Ast : diện tích cốt thép dọc
Al : diện tích cốt thép dọc chịu xoắn
bv : bề rộng hữu hiệu
Avs_min : diện tích tối thiểu cốt thép ngang yêu cầu
Avs_req : diện tích cốt thép ngang yêu cầu
Al_min : diện tích tối thiểu cốt thép dọc chịu xoắn
bv_min : bề rộng bản bụng hữu hiệu tối thiểu
At : diện tích cốt thép ngang chịu xoắn
At_req : diện tích yêu cầu của cốt thép ngang chịu xoắn

3.6.2 Qua báo cáo MS Excel

Kết quả kiểm tra chi tiết có thể được kiểm tra thông qua báo cáo định dạng MS Excel như được thể hiện dưới đây.

▶ Design>PSC Design>PSC Design Calculation…



4. Torsional design for a section

■ **Case of $V_{max.}$**

- Section type : Segmental-Box
- The Strength Limit Load Combination : cLCB1
- The factored Torsional moment : T_u = -0.009 (kips-in.)
- The factored Shear force : V_u = -1078.643 (kips.)
- Factored moment : M_u = 0.000 (kips-in.)
- Factored axial force : N_u = -0.705 (kips.)
- Resistance factor for shear : Φ = 0.90
- Component of prestressing force in direction of the shear force : V_p = $\Sigma A_{ps} \cdot f_{e(z\text{-}dir)}$ = 475.483 (kips.)

1) Notation

A_o = Area enclosed by the shear flow path, including any area of holes therein = 25032.550 (in.^{2})

p_h = Perimeter of the centerline of the closed tranverse torsion reinforcement. = 849.885 (in.)

A_{cp} = Total area enclosed by outside Perimeter of the concrete section. = 25032.550 (in.^{2})

p_c = The length of the outside perimeter of concrete section. = 849.885 (in.)

2) Checking Torsional Effects

- Torsional cracking moment (T_{cr}).

b_e = 32.126 (ksi) : The effective thickness of shear flow path of elements

T_{cr} = $0.0632K\sqrt{f'_c}\,2A_o b_e$ = 259690.048 (kips-in.) *(Eq. 5.8.6.3-2)*

T_u = -0.009 (kips-in.) ≤ $(1/3)T_{cr}$ = 86563.349 (kips-in.) *(Eq. 5.8.6.3-1)*

∴ $T_u \le (1/3)T_{cr}$, Ignore Torsional Effects.

[Fig.1.27] Báo cáo MS Excel cho sức kháng xoắn

Trạng thái giới hạn sử dụng

1. Ứng suất của mặt cắt ngang tại một giai đoạn thi công

Ứng suất cho phép tại mỗi giai đoạn thi công khác nhau tùy thuộc vào ứng suất được tạo ra do vùng chịu kéo trước nén được định nghĩa khác nhau - phụ thuộc vào ứng suất phát sinh tại giai đoạn thi công đó. Vì vậy, ứng suất phát sinh tại mỗi giai đoạn và trình tự thi công được so sánh với ứng suất cho phép tương ứng, và tỷ lệ bất lợi nhất của ứng suất phát sinh với ứng suất cho phép được xác định và đối chiếu với các tiêu chuẩn.

Điều này để thể hiện rằng, việc tính toán tỷ lệ của ứng suất phát sinh với ứng suất cho phép đối với từng giai đoạn là quan trọng để xem xét nếu tỷ lệ cao nhất đáp ứng được các tiêu chí.

1.1 Ứng suất cho phép của bê tông

(1) Ứng suất nén cho phép của bê tông

$$\sigma_{ca} = 0.60\, f'_{ci} \qquad (1.59)$$

AASHTO LRFD12 (5.9.4.1.1)

Trong đó, định nghĩa của giá trị f'ci được nêu tại mục 2.1.2.

(2) Ứng suất kéo cho phép của bê tông

Table 5.9.4.1.2-1—Temporary Tensile Stress Limits in Prestressed Concrete before Losses, Fully Prestressed Components

Bridge Type	Location	Stress Limit
Other Than Segmentally Constructed Bridges	• In precompressed tensile zone without bonded reinforcement	N/A
	• In areas other than the precompressed tensile zone and without bonded reinforcement	$0.0948\sqrt{f'_{ci}} \le 0.2$ (ksi)
	• In areas with bonded reinforcement (reinforcing bars or prestressing steel) sufficient to resist the tensile force in the concrete computed assuming an uncracked section, where reinforcement is proportioned using a stress of $0.5f_y$, not to exceed 30 ksi.	$0.24\sqrt{f'_{ci}}$ (ksi)
	• For handling stresses in prestressed piles	$0.158\sqrt{f'_{ci}}$ (ksi)
Segmentally Constructed Bridges	Longitudinal Stresses through Joints in the Precompressed Tensile Zone	
	• Joints with minimum bonded auxiliary reinforcement through the joints, which is sufficient to carry the calculated tensile force at a stress of $0.5f_y$; with internal tendons or external tendons	$0.0948\sqrt{f'_{ci}}$ maximum tension (ksi)
	• Joints without the minimum bonded auxiliary reinforcement through the joints	No tension
	Transverse Stresses through Joints	
	• For any type of joint	$0.0948\sqrt{f'_{ci}}$ (ksi)
	Stresses in Other Areas	
	• For areas without bonded nonprestressed reinforcement	No tension
	• In areas with bonded reinforcement (reinforcing bars or prestressing steel) sufficient to resist the tensile force in the concrete computed assuming an uncracked section, where reinforcement is proportioned using a stress of $0.5\,f_y$, not to exceed 30 ksi.	$0.19\sqrt{f'_{ci}}$ (ksi)
	Principal Tensile Stress at Neutral Axis in Web	
	• All types of segmental concrete bridges with internal and/or external tendons, unless the Owner imposes other criteria for critical structures	$0.110\sqrt{f'_{ci}}$ (ksi)

AASHTO LRFD12 (5.9.4.1.2)

[Fig.1.28] Ứng suất kéo cho phép của bê tông

Midas/Civil tính toán giá trị ứng suất kéo cho phép của bê tông sử dụng Table 5.9.4.1.2-1, như được thể hiện ở bảng dưới đây:

[Table 1.4] Ứng suất kéo cho phép của bê tông

Biện pháp thi công	Trường hợp				Ứng suất cho phép (ksi)
Không phân đoạn	Vùng chịu kéo trước nén	Với cốt thép và cáp DUL dạng không dính bám			σ_{ta} = 0.0
		Với cốt thép dạng dính bám và cáp DUL dạng dính bám	Nếu ứng suất cốt thép ≤ min(0.5fy, 30ksi)		σ_{ta} = 0.24*SQRT(f'_{ci})
			Nếu ứng suất cốt thép > min(0.5fy, 30ksi)		σ_{ta} = 0.0
	Ngoài Vùng chịu kéo Trước nén	Với cốt thép và cáp DUL dạng không dính bám			σ_{ta} = 0.0948f'_{ci} ≤ 0.2
		Với cốt thép dạng dính bám và cáp DUL dạng dính bám	Nếu ứng suất cốt thép ≤ min(0.5fy, 30ksi)		σ_{ta} = 0.24*SQRT(f'_{ci})
			Nếu ứng suất cốt thép > min(0.5fy, 30ksi)		σ_{ta} = 0.0
Phân đoạn	Khớp nối	Vùng chịu kéo trước nén	Với cốt thép dạng dính bám và cáp DUL dạng dính bám	Nếu ứng suất cốt thép ≤ 0.5fy	σ_{ta} = 0.0948*SQRT(f'_{ci})
				Nếu ứng suất cốt thép > 0.5fy	σ_{ta} = 0.0
		Các trường hợp khác			σ_{ta} = 0.0
	Không khớp nối	Với cốt thép dạng dính bám và cáp DUL dạng dính bám	Nếu ứng suất cốt thép ≤ min(0.5fy, 30ksi)		σ_{ta} = 0.19*SQRT(f'_{ci})
			Nếu ứng suất cốt thép > min(0.5fy, 30ksi)		σ_{ta} = 0.0
		Các trường hợp khác			σ_{ta} = 0.0

Lý giải cụ thể cho mỗi mục như sau:

AASHTO LRFD12 (5.2)

Vùng chịu kéo trước nén (Precompressed Tensile Zone): theo tiêu chuẩn, vùng chịu kéo trước nén được định nghĩa là bất kỳ vùng nào của một thành phần DUL, trong đó DUL gây ra ứng suất nén và các ảnh hưởng của tải trọng sử dụng gây ra ứng suất kéo.

Chương trình midas/Civil tính toán ứng suất bê tông trong mặt cắt ngang sử dụng các phương pháp sau và định nghĩa vùng chịu kéo trước nén trước mất mát DUL (giai đoạn thi công).

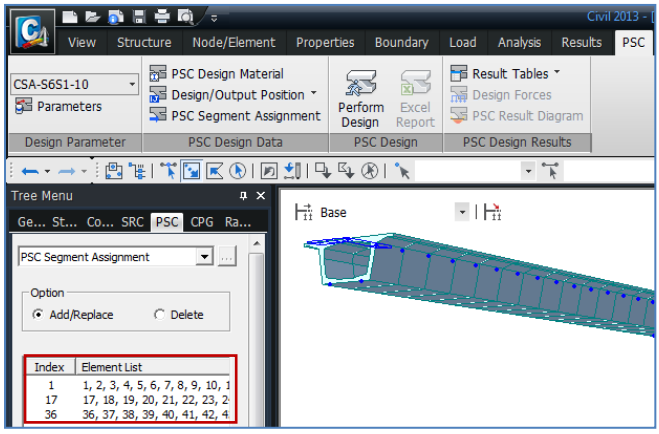
Nếu đó là ứng suất nén Tendon Primary (CS) + Tendon Secondary (CS), và

Nếu đó là ứng suất kéo Summation (CS) - (Tendon primary + Tendon secondary).

AASHTO LRFD12 (5.5.4.2.1)

Joint/non-Joint: Trong midas/Civil, các khớp nối có thể được định nghĩa trong hộp thoại sau:

▶ PSC> PSC Segment Assignment



[Fig.1.29] PSC Segment Assignment

AASHTO LRFD12 (C 5.9.1.4)

Như thể hiện trong hình Fig.2.2, nếu các phần tử 1, 2 và 3 được gán như một phân đoạn, i-end của phần tử 1 và j-end của phần tử 3 trở thành các khớp nối và các phần còn lại là không có khớp nối.

Cốt thép dính bám

Được giả sử rằng việc cốt thép chịu kéo và cáp DUL đã định nghĩa dạng dính bám (Bond Type) như tại Fig.1. 7 là cốt thép có dính bám.

Dựa vào sự đề cập ở trên, nếu cốt thép chịu kéo hoặc cáp DUL dính bám đang nằm tại vùng chịu kéo, nó được giả thiết tồn tại cốt thép có dính bám.

Kiểm tra ứng suất trong cốt thép

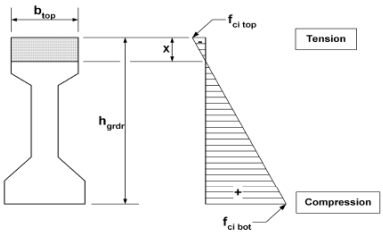
Tiêu chuẩn có đề cập cốt thép có dính bám vẫn duy trì một giá trị ứng suất cụ thể (0.5fy hoặc 30ksi), phải chống lại lực kéo tại vùng chịu kéo. Midas/Civil áp dụng các quy đinh trên như sau:

Tính khối ứng suất tam giác của bê tông tại vùng chịu kéo, sử dụng giá trị ứng suất thớ chịu kéo lớn nhất và ứng suất thớ chịu nén lớn nhất của bê tông.

Tính lực chịu kéo của bê tông bằng cách nhân các ứng suất nén bởi diện tích của khối ứng suất tam giác của bê tông (hình dưới).

Tính lực chịu kéo của cốt thép bằng cách nhân diện tích cốt thép và cáp DUL, được bao gồm khối ứng suất tam giác, bởi giá trị ứng suất cụ thể (0.5fy or 30ksi).

Nếu lực chịu kéo của cốt thép là lớn hơn so với bê tông, có thể kết luận rằng ứng suất chịu kéo của côt thép đáp ứng các quy định.



[Fig.1.30] Kiểm tra lực chịu kéo của cốt thép

1.2 Cường độ nén của bê tông tại thời gian chất tải, f'_{ci}

Tiêu chuẩn định nghĩa f'_{ci} là:

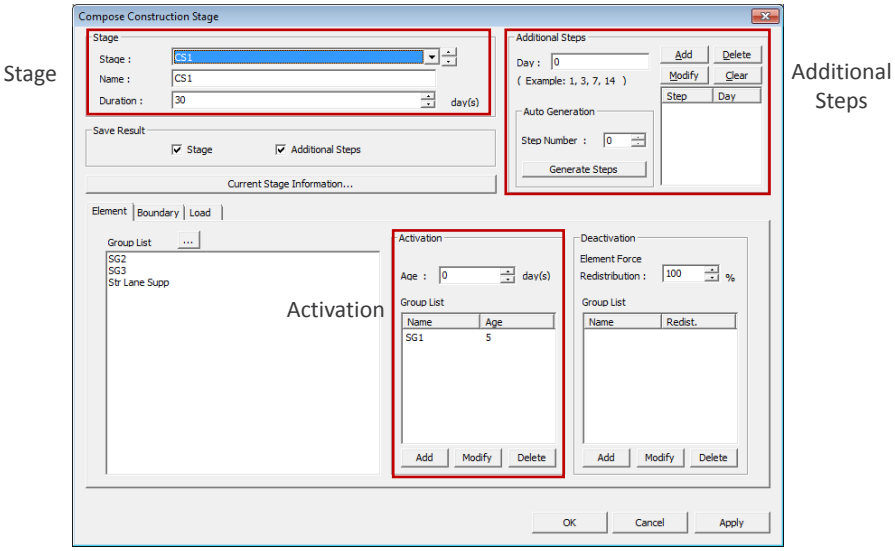
f'_{ci} là cường độ nén quy định của bê tông tại thời điểm chất tải ban đầu hoặc trước khi nén; cường độ danh định của bê tông tại thời gian áp dụng cáp DUL.

AASHTO LRFD12 (5.3)

Chương trình midas/Civil tính cường độ nén của bê tông (f'_{ci}) trong giai đoạn thi công theo ngày thi công được khai báo như hình Fig.1.31 và các chức năng của cường độ bê tông được khai báo theo hình Fig.1.32.

Số ngày cho mỗi giai đoạn thi công có thể được định nghĩa theo hộp thoại hình Fig1.31.

▶ Load> Construction Stage> Compose construction Stage…



[Fig.1.31] Hộp thoại khai báo giai đoạn thi công

Stage>Duration:

Nhập khoảng thời gian của giai đoạn thi công.

Đây là thông số đơn vị cơ bản để các phần tử, điều kiện biên và tải trọng được gán hoặc gỡ bỏ theo mô phỏng trình tự thi công thực tế.

Additional Step>age:

Xác định ngày cụ thể cho các bước phân tích trong giai đoạn thi công.

Trong một giai đoạn thi công, nơi các mô hình và điều kiện biên vẫn không thay đổi, những thay đổi trong thời gian áp dụng tải trọng hoặc tải trọng chất thêm có thể được kết hợp thông qua các bước khai báo bổ sung.

Activation>Group List>age:

Lựa chọn các nhóm phần tử, được áp dụng cho giai đoạn hiện hành, trong danh sách các nhóm và kích hoạt các nhóm được lựa chọn bằng cách chuyển chúng tới tab Activation Group List. Sau đó gán tuổi cho các nhóm phần tử được lựa chọn.

Tuổi được nhập ở đây sẽ được sử dụng để phản ánh sự ảnh hưởng của co ngót và từ biến diến ra trước giai đoạn thi công hiện hành. Độ tuổi của các phần tử được thi công tại thời điểm bắt đầu của giai đoạn thi công hiện tại là bằng 0. Độ tuổi đại diện cho khoảng thời gian từ thời điểm đổ bê tông đến thời điểm gỡ bỏ ván khuôn trong đó cụ thể được coi là một phần tử kết cấu, cũng có thể xem là thời gian bảo dưỡng bê tông.

Dựa vào dữ liệu đầu vào được khai báo tại hình Fig.1.31, midas/Civil lấy những ngày sau đây để phân tích theo giai đoạn thi công:

Thời gian của giai đoạn thi công đầu tiên CS1 là 30 ngày, thời gian của các bước bổ sung trong CS1 là 15 ngày, và tuổi kích hoạt (Activate age) là 5 ngày.

Thời gian thực tế của giai đoạn 1 (CS1) là 35 ngày (Stage Duration + Activation age).

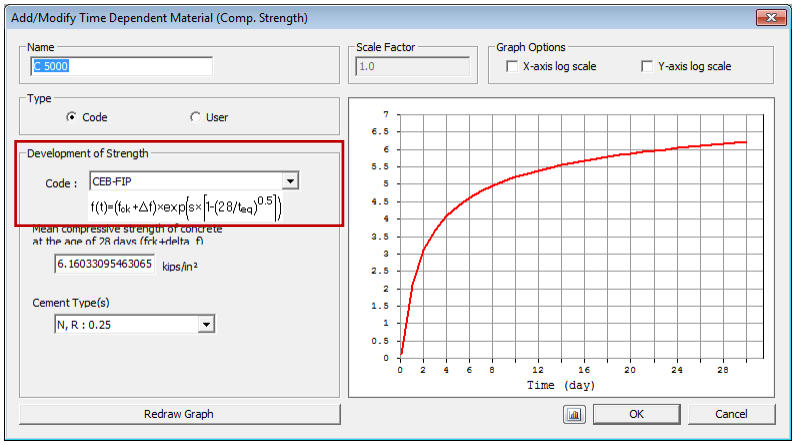
Cường độ nén của bê tông được tính toán tại khoảng thời gian 5 ngày, 20 ngày và 35 ngày cho giai đoạn thi công 1 (CS1).

AASHTO LRFD12 (5.7.2.2)

Nếu giai đoạn tiếp theo là CS2 được xác định với khoảng thời gian là 20 ngày, thì CS2 được bắt đầu từ ngày thứ 35 và kết thúc vào ngày thứ 55.

Sự phát triển của cường độ nén của bê tông theo thời gian được định nghĩa trong hộp thoại bên dưới.

▶ Properties> Time Dependent Materials>Comp. Strength…



[Fig.1.32] Hộp thoại khai báo Time Dependent Materials

Sự phát triển của cường độ:

Xác định các hàm để tính toán cường độ của bê tông trong giai đoạn thi công. Xác định hàm bằng cách lựa chọn ACI, CEB-FIP hoặc một tiêu chuẩn thiết kế kết cấu bê tông, hoặc nhập giá trị trực tiếp vào hộp thoại.

Cường độ nén của bê tông được tính bằng cách phản ánh sự biến đổi của mô đun đàn hồi với tuổi của bê tông.

Với giai đoạn CS1, cường độ nén của bê tông được tính tại ngày thứ 5, ngày thứ 20 và ngày thứ 35, và giá trị đó được so sánh với các ứng suất tương ứng.

1.3 Kiểm tra ứng suất mặt cắt ngang tại một giai đoạn thi công

$$\sigma_c \le \sigma_{ca}\ ,\quad \sigma_t \le \sigma_{ta} \qquad (1.60)$$

1.4 Kiểm tra kết quả ứng suất mặt cắt ngang tại giai đoạn thi công

1.4.1 Qua các bảng kết quả esults can be checked as shown in the table below.

Các kết quả có thể được kiểm tra như thể hiện tại các bảng sau

▶ Design>PSC Design >PSC Design Result Tables>Check stress for cross section at a construction stage…

Model View | Check stress for cross section at a construction stage

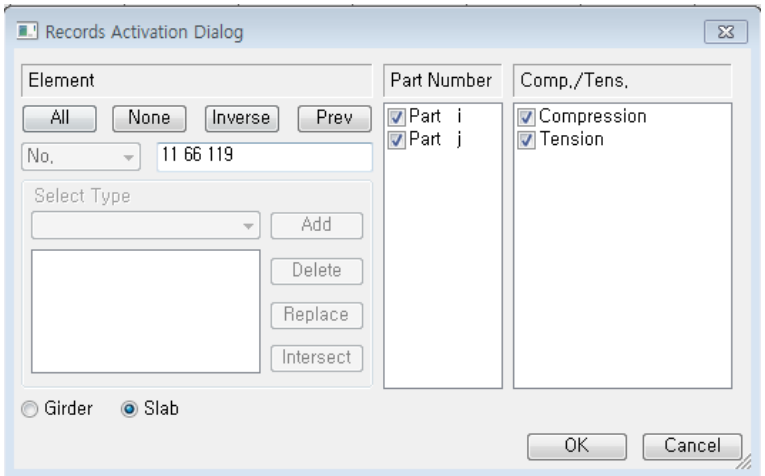
	Elem	Part	Comp./Tens.	Stage	CHK	FT (N/mm²)	FB (N/mm²)	FTL (N/mm²)	FBL (N/mm²)	FTR (N/mm²)	FBR (N/mm²)	FMAX (N/mm²)	ALW (N/mm²)
▶	1	I[1]	Compression	CS02	NG	7.1854	0.4965	-21.5794	-12.4266	37.8267	15.2962	37.8267	24.0000
	1	J[2]	Compression	CS02	OK	16.5726	8.4235	10.1651	5.5420	23.3872	11.7123	23.3872	24.0000
	10	I[10]	Compression	CS04	OK	9.4801	19.4527	9.2955	19.2807	9.6715	19.6316	19.6316	24.0000
	10	J[11]	Compression	CS02	OK	17.0273	12.6948	15.3387	11.1209	18.7778	14.3306	18.7778	24.0000

[Fig.1.33] Bảng kết quả của ứng suất tại giai đạan thi công

Elem : Số phần tử
Part : Kiểm tra vị trí (I-End, J-End) của mỗi phần tử
Comp./Tens.: Ứng suất nén hoặc kéo
Stage: Giai đoạn thi công có ứng suất lớn nhất tại mặt cắt tương ứng
CHK : Kiểm tra ứng suất kết hợp cho các giai đoạn thi công
FT : Ứng suất kết hợp do My và lực dọc trục tại thớ trên
FB : Ứng suất kết hợp do My và lực dọc trục tại thớ dưới
FTL : Ứng suất kết hợp do My, Mz và lực dọc trục và thớ trên bên trái
FBL : Ứng suất kết hợp do My, Mz và lực dọc trục và thớ dưới bên trái
FTR : Ứng suất kết hợp do My, Mz và lực dọc trục và thớ trên bên phải
FBR : Ứng suất kết hợp do My, Mz và lực dọc trục và thớ dưới bên phải trái
FMAX : Ứng suất kết hợp lớn nhất trong số sáu thành phần nêu trên
ALW : Ứng suất cho phép của mặt cắt ngang tại giai đoạn thi công

	Elem	Part	Girder/Slab	Comp./Tens.	Stage	CHK	FT (N/mm²)	FB (N/mm²)	FTL (N/mm²)	FBL (N/mm²)	FTR (N/mm²)	FBR (N/mm²)	FMAX (N/mm²)	ALW (N/mm²)
▶	11	I[11]	Girder(Composite)	Compression	CS1	OK	9.4909	13.7264	9.0472	13.3080	9.9345	14.1446	14.1446	24.0000
	11	I[11]	Girder(Composite)	Tension	CS1	OK	9.4909	13.7264	9.0472	13.3080	9.9345	14.1446	9.0472	-0.0000
	11	J[12]	Girder(Composite)	Compression	CS1	OK	9.2161	14.5269	8.7568	14.0938	9.6754	14.9599	14.9599	24.0000
	11	J[12]	Girder(Composite)	Tension	CS1	OK	9.2161	14.5269	8.7568	14.0938	9.6754	14.9599	8.7568	-0.0000

Girder/Slab: Dầm của mặt cắt liên hợp được ký hiệu là Girder(composite); bản mặt dầm (slab) của mặt cắt liên hợp được ký hiệu là Slab(composite); mặt cắt PSC không liên hợp được ký hiệu là Girder(PSC).



Kích chuột phải >> Context Menu >> Activate Records

Các kết quả có thể được lọc và lựa chọn cho Dầm và Bản mặt dầm. Các kết quả này có thể được xuất ra riêng rẽ cho Girder(Composite) và Slab(Composite). Đối với các mặt cắt PSC không liên hợp, các kết quả đầu ra sẽ cho Girder(PSC); ngay cả khi phần bản mặt dầm được lựa chọn, kết quả đầu ra sẽ không có phần Slab(Composite).

1.4.2 Qua báo cáo MS Excel

Các kết quả có thể được kiểm tra dưới định dạng báo cáo MS Excel như hình sau.

▶ Design>PSC Design >PSC Design Calculation…

Allowable stresses in concrete at construction stage

Elem	Part	Comp./Tens.	Stage	FT (kips/in²)	FB (kips/in²)	FTL (kips/in²)	FBL (kips/in²)	FTR (kips/in²)	FBR (kips/in²)	FMAX (kips/in²)	ALW (kips/in²)	OK/NG
1	I	Compression	CS1	0.28	1.26	0.28	1.26	0.28	1.26	1.26	2.78	OK
1	I	Tension	CS1	0.28	1.26	0.28	1.26	0.28	1.26	0.28	0	OK
1	J	Compression	CS1	0.3	1.23	0.3	1.23	0.3	1.23	1.23	2.78	OK
1	J	Tension	CS1	0.3	1.23	0.3	1.23	0.3	1.23	0.3	0	OK

StressAtCS / StressAtLCB / PrincipalStressAtCS / PrincipalStressAtLCBMaxShear / PrincipalStressAtLCBMaxTo

[Fig.1.34] Bảng kết quả của ứng suất tại một giai đoạn thi công

**Kết quả đầu ra của giá trị ứng suất là riêng rẽ cho phần dầm và bản mặt dầm với việc bổ sung kiểm tra thiết kế mặt cắt liên hợp.

Allowable stresses in concrete at construction stage

Elem	Part	Girder/Slab	Comp./Tens.	Stage	FT (kips/in²)	FB (kips/in²)	FTL (kips/in²)	FBL (kips/in²)	FTR (kips/in²)	FBR (kips/in²)	FMAX (kips/in²)	ALW (kips/in²)	OK/NG
119	I	-	Compression	CS1	0.93	2.38	0.79	2.25	1.07	2.51	2.51	3.48	OK
119	I	-	Tension	CS1	0.93	2.38	0.79	2.25	1.07	2.51	0.79	0	OK
119	J	-	Compression	CS1	0.83	2.55	0.67	2.4	0.99	2.71	2.71	3.48	OK
119	J	-	Tension	CS1	0.83	2.55	0.67	2.4	0.99	2.71	0.67	0	OK
11	J	Girder	Compression	CS1	1.34	2.11	1.27	2.04	1.4	2.17	2.17	3.48	OK
11	J	Slab	Compression	CS3	0.42	0.46	0.41	0.44	0.44	0.47	0.47	2.35	OK
11	J	Girder	Tension	CS1	1.34	2.11	1.27	2.04	1.4	2.17	1.27	0	OK

2. Ứng suất mặt cắt ngang tại theo trọng sử dụng

Ứng suất phần tử tại theo tải trọng sử dụng sau mất mát phải đáp ứng các điều kiện sau đây:

Ứng suất nén lớn nhất theo tải trọng sử dụng sau mất mát ≤ ứng suất nén cho phép của bê tông: $\sigma_c \leq \sigma_{ca}$

Ứng suất kéo lớn nhất theo tải trọng sử dụng sau mất mát ≤ ứng suất kéo cho phép của bê tông: $\sigma_t \leq \sigma_{ta}$

Tiêu chuẩn đề nghị các giá trị ứng suất của kết cấu PSC sau mất mát sẽ được kiểm tra theo các nội dung dưới đây:

AASHTO LRFD12 (5.9.4.2.1) (5.9.4.2.2)

Kiểm tra ứng suất nén: cho tổ hợp tải trọng của trang thái giới hạn sử dụng 1.

Kiểm tra ứng suất kéo: cho tổ hợp tải trọng của trạng thái giới hạn sử dụng 3.

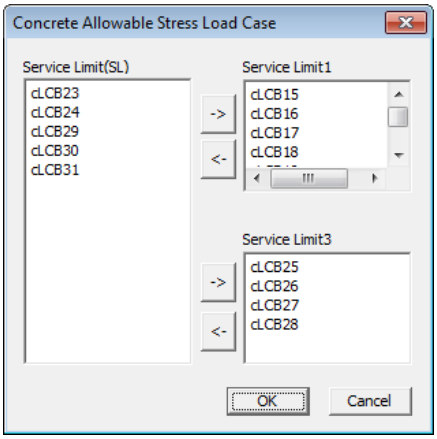
Table 3.4.1-1—Load Combinations and Load Factors

Load Combination Limit State	*DC DD DW EH EV ES EL PS CR SH*	*LL IM CE BR PL LS*	*WA*	*WS*	*WL*	*FR*	*TU*	*TG*	*SE*	Use One of These at a Time				
										EQ	*BL*	*IC*	*CT*	*CV*
Strength I (unless noted)	γ_p	1.75	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Strength II	γ_p	1.35	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Strength III	γ_p	—	1.00	1.40	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Strength IV	γ_p	—	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	—	—	—	—	—	—	—
Strength V	γ_p	1.35	1.00	0.40	1.0	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Extreme Event I	γ_p	γEQ	1.00	—	—	1.00	—	—	—	1.00	—	—	—	—
Extreme Event II	γ_p	0.50	1.00	—	—	1.00	—	—	—	—	1.00	1.00	1.00	1.00
Service I	1.00	1.00	1.00	0.30	1.0	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Service II	1.00	1.30	1.00	—	—	1.00	1.00/1.20	—	—	—	—	—	—	—
Service III	1.00	0.80	1.00	—	—	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Service IV	1.00	—	1.00	0.70	—	1.00	1.00/1.20	—	1.0	—	—	—	—	—

[Fig.1.35] Tổ hợp tải trọng cho trạng thái giới hạn sử dụng

Trong midas/Civil, các trường hợp tải trọng để kiểm tra ứng suất nén và ứng suất kéo sau mất mát có thể được lựa chọn thông qua hộp thoại như hình Fig.2.9.

Các trường hợp tải trọng của Trang thái Sử dụng 1 sẽ được sử dụng để kiểm tra ứng suất nén, và các trường hợp tải trọng của Trang thái Sử dụng 3 sẽ được sử dụng để kiểm tra ứng suất kéo.



[Fig.1.36] Hộp thoại trường hợp tải trọng ứng suất cho phép của bê tông

2.1 Ứng suất cho phép của bê tông

(1) Ứng suất nén cho phép của bê tông

AASHTO LRFD12 (5.9.4.2.1)

Table 5.9.4.2.1-1—Compressive Stress Limits in Prestressed Concrete at Service Limit State after Losses, Fully Prestressed Components

Location	Stress Limit
• In other than segmentally constructed bridges due to the sum of effective prestress and permanent loads	$0.45f'_c$ (ksi)
• In segmentally constructed bridges due to the sum of effective prestress and permanent loads	$0.45f'_c$ (ksi)
• Due to the sum of effective prestress, permanent loads, and transient loads as well as during shipping and handling	$0.60\ \phi_w f'_c$ (ksi)

[Fig.1.37] Ứng suất nén cho phép của bê tông

Công thức sau được đưa vào trong chương trình midas/Civil:

$$\sigma_{ca} = 0.45\ f'_c \qquad (1.61)$$

(2) Ứng suất kéo cho phép của bê tông

AASHTO LRFD12 (5.9.4.2.2)

Table 5.9.4.2.2-1—Tensile Stress Limits in Prestressed Concrete at Service Limit State after Losses, Fully Prestressed Components

Bridge Type	Location	Stress Limit
Other Than Segmentally Constructed Bridges	Tension in the Precompressed Tensile Zone Bridges, Assuming Uncracked Sections	
	• For components with bonded prestressing tendons or reinforcement that are subjected to not worse than moderate corrosion conditions	$0.19\sqrt{f'_c}$ (ksi)
	• For components with bonded prestressing tendons or reinforcement that are subjected to severe corrosive conditions	$0.0948\sqrt{f'_c}$ (ksi)
	• For components with unbonded prestressing tendons	No tension
Segmentally Constructed Bridges	Longitudinal Stresses through Joints in the Precompressed Tensile Zone	
	• Joints with minimum bonded auxiliary reinforcement through the joints sufficient to carry the calculated longitudinal tensile force at a stress of 0.5 fy; internal tendons or external tendons	$0.0948\sqrt{f'_c}$ (ksi)
	• Joints without the minimum bonded auxiliary reinforcement through joints	No tension
	Transverse Stresses through Joints	
	• Tension in the transverse direction in precompressed tensile zone	$0.0948\sqrt{f'_c}$ (ksi)
	Stresses in Other Areas	
	• For areas without bonded reinforcement	No tension
	• In areas with bonded reinforcement sufficient to resist the tensile force in the concrete computed assuming an uncracked section, where reinforcement is proportioned using a stress of $0.5 f_y$, not to exceed 30 ksi	$0.19\sqrt{f'_c}$ (ksi)
	Principal Tensile Stress at Neutral Axis in Web	
	• All types of segmental concrete bridges with internal and/or external tendons, unless the Owner imposes other criteria for critical structures.	$0.110\sqrt{f'_c}$ (ksi)

[Fig.1.38] Ứng suất kéo cho phép của bê tông

Chương trình midas/Civil tính ứng suất cho phép của bê tông sử dụng thông số theo theo hình Fig.2.11 được thể hiện tại bảng sau:

[Table1.5] Ứng suất cho phép của bê tông

Biện pháp thi công	Trường hợp				Ứng suất cho phép (ksi)
Không phân đoạn	Vùng chịu keos trước nén	Với cốt thép dính bám và cáp DUL dính bám	Điều kiện ăn mòn - not Worse	σ_{ta}	= 0.19*sqrt(fck)
			Điều kiện ăn mòn - Severe	σ_{ta}	= 0.0948*sqrt(fck)
		Cốt thép và cáp DUL không dính bám		σ_{ta}	= 0.0
	Ngoài vùng chịu kéo trước nèn			σ_{ta}	= 0.0
Phân đoạn	Khớp nối	Vùng chịu kéo trước nén và Cốt thép dính bám và cáp DUL dính bám)	Nếu ứng suất cốt thép ≤ 0.5fy,	σ_{ta}	= 0.0948*SQRT(f'c)
			Nếu ứng suất cốt thép > 0.5fy,	σ_{ta}	= 0.0
		Cendonrờng hợp khác		σ_{ta}	= 0.0
	Không khớp nối	Với cốt thép dính bám và cáp DUL dính bám	Nếu ứng suất cốt thép ≤ min(0.5fy, 30ksi) ,	σ_{ta}	= 0.19*SQRT(f'c)
			Nếu ứng suất cốt thép > min(0.5fy, 30ksi)	σ_{ta}	= 0.0
		Cther ường hợp khác		σ_{ta}	= 0.0

Lý giải cụ thể cho mỗi mục như sau:

Vùng chịu kéo trước nén (Precompressed Tensile Zone)

Theo Tiêu chuẩn, Vùng chịu kéo trước nén được định nghĩa là bất kỳ vùng nào của một thành phần DUL, trong đó DUL gây ra ứng suất nén và ảnh hưởng của các tải trọng sử dụng gây ra ứng suất kéo.

AASHTO LRFD12 (5.2)

*Chương trình midas/Civil tính toán ứng suất bê tông trong mặt cắt ngang sử dụng các phương pháp sau và xác định Vùng chịu kéo trước nén sau mất mát (giai đoạn thi công)*midas Civil calculates the concrete stress in cross-section using the following methods and defines the Precompressed Tensile zone at After Loss (construction stage).

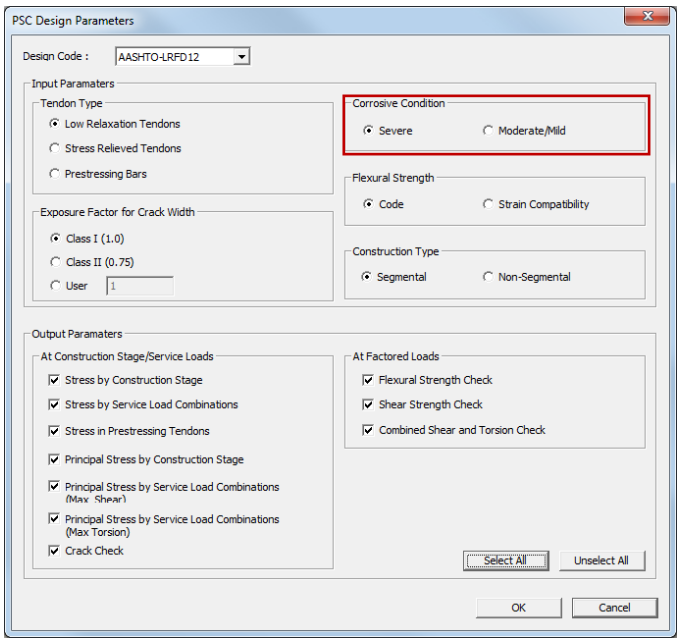
- Ứng suất nén: TendonPrimary (CS) + Tendon Secondary (CS), và

- Ứng suất kéo: tổ hợp tải trọng trạng thái giới hạn sử dụng (SLS) - (Tendon primary + Tendon secondary).

Điều kiện ăn mòn

Khai báo dữ liệu cho việc xem xét Điều kiện ăn mòn có thể được nhập tại hộp thoại sau:

▶ PSC> Design Parameter> Parameters…



[Fig.1.39] PSC Design parameter Dialog -corrosion condition

Các thông số đầu vào và các điều kiện tương ứng quy định tại Tiêu chuẩn được liệt kê theo bảng dưới đây:

[Table1.5] Điều kiện ăn mòn

Thông số đầu vào	Điều kiện của tiêu chuẩn
Severe (khắc nghiệt)	Severe
Moderate/Mild(vừa/nhẹ)	Not worse

Joint/non-Joint : tham chiếu mục 2.1.1

Cốt thép dính bám : tham chiếu mục 2.1.1

Kiểm tra ứng suất trong cốt thép : tham chiếu muc 2.1.1

2.2 Kiểm tra ứng suất mặt cắt ngang theo tải trọng sử dụng

$$\sigma_c \le \sigma_{ca}, \quad \sigma_t \le \sigma_{ta} \tag{1.62}$$

2.3 Kiểm tra kết quả ứng suất mặt cắt ngang theo tải trọng sử dụng

2.3.1 Qua các bảng kết quả

Các kết quả có thể được kiểm tra như được thể hiện tại bảng sau.

▶ Design>PSC Design>PSC Design Result Tables>Check stress for cross section at service loads…

Model View | Check stress for cross section at service loads

Elem	Part	Comp./Tens.	LCom Name	Type	CHK	FT (N/mm²)	FB (N/mm²)	FTL (N/mm²)	FBL (N/mm²)	FTR (N/mm²)	FBR (N/mm²)	FMAX (N/mm²)	ALW (N/mm²)
1	I[1]	Compression	cLCB17	FX-MIN	NG	14.4088	0.9619	-12.9861	-11.3459	43.5907	15.0586	43.5907	24.0000
1	J[2]	Compression	cLCB17	FX-MAX	NG	15.2667	-0.2215	-7.5950	-10.5029	39.5812	11.5127	39.5812	24.0000
10	I[10]	Compression	cLCB17	FX-MAX	NG	17.4530	-3.2980	10.1903	-10.0674	24.9881	3.7438	24.9881	24.0000
10	J[11]	Compression	cLCB17	FX-MAX	NG	16.6431	-2.4612	8.3472	-10.1939	25.2430	5.5755	25.2430	24.0000

[Fig.1.40] Bảng kết quả của ứng suất tại tải trọng sử dụng

Elem: Số phần tử

Part: Kiểm tra vị trí (I-End, J-End) của mỗi phần tử

Comp./Tens.: Ứng suất nén hoặc kéo

LCom Name: Tên tổ hợp tải trọng

Type: Displays the set of member forces corresponding to moving load case or settlement load case for which the maximum stresses are produced

CHK: Kiểm tra ứng suất kết hợp cho tải trongj sử dụng

FT: Ứng suất kết hợp do My và lực dọc trục tại thớ trên

FB: Ứng suất kết hợp do My và lực dọc trục tại thớ dưới

FTL: Ứng suất kết hợp do My, Mz và lực dọc trục tại thớ trên bên trái

FBL: Ứng suất kết hợp do My, Mz và lực dọc trục tại thớ dưới bên trái

FTR: Ứng suất kết hợp do My, Mz và lực dọc trục tại thớ trên bên phải

FBR: Ứng suất kết hợp do My, Mz và lực dọc trục tại thớ dưới bên phải

FMAX: Ứng suất kết hợp lớn nhất trong sau thành phần nêu trên.

ALW: Ứng suất cho phép trong bê tông tại trạng thái giới hạn sử dụng.

	Elem	Part	Girder/Slab	Comp./Tens.	Stage	CHK	FT (N/mm²)	FB (N/mm²)	FTL (N/mm²)	FBL (N/mm²)	FTR (N/mm²)	FBR (N/mm²)	FMAX (N/mm²)	ALW (N/mm²)
▶	11	I[11]	Girder(Composite)	Compression	CS1	OK	9.4909	13.7264	9.0472	13.3080	9.9345	14.1446	14.1446	24.0000
	11	I[11]	Girder(Composite)	Tension	CS1	OK	9.4909	13.7264	9.0472	13.3080	9.9345	14.1446	9.0472	-0.0000
	11	J[12]	Girder(Composite)	Compression	CS1	OK	9.2161	14.5269	8.7568	14.0938	9.6754	14.9599	14.9599	24.0000
	11	J[12]	Girder(Composite)	Tension	CS1	OK	9.2161	14.5269	8.7568	14.0938	9.6754	14.9599	8.7568	-0.0000

Girder/Slab: Kết quả đầu ra được thể hiện riêng rẽ cho mặt cắt liên hợp: Girder(composite) and Slab(Composite).

2.3.2 Qua báo cáo MS Excel

Việc kiểm tra kết quả có thể được thực hiện qua định dạng báo cáo MS Excel như được thể hiện tại hình dưới đây.

▶ Design>PSC Design>PSC Design Calculation…

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M
1	Allowable stresses in concrete at service load combinations												
2	Elem	Part	Comp./Tens.	Lcom	FT (kips/in²)	FB (kips/in²)	FTL (kips/in²)	FBL (kips/in²)	FTR (kips/in²)	FBR (kips/in²)	FMAX (kips/in²)	ALW (kips/in²)	OK/NG
3	1	I	Compression	cLCB13	-0.09	1.2	-0.09	1.2	-0.09	1.2	1.2	2.94	OK
4	1	I	Tension	cLCB15	-0.14	1.16	-0.14	1.16	-0.14	1.16	-0.14	0	NG
5	1	J	Compression	cLCB13	-0.02	1.09	-0.01	1.09	-0.04	1.08	1.09	2.94	OK
6	1	J	Tension	cLCB15	-0.08	1.06	-0.07	1.07	-0.09	1.05	-0.09	-0.49	OK
7													

StressAtCS | StressAtLCB | PrincipalStressAtCS | PrincipalStressAtLCBMaxShear | PrincipalStressAtLCBMaxTo

[Fig.1.41] Báo cáo MS Excel cho ứng suất tại tải trọng sử dụng

** Kết quả đầu ra của giá trị ứng suất là riêng rẽ cho phần dầm và bản mặt dầm với việc bổ sung kiểm tra thiết kế mặt cắt liên hợp.

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N
1	Allowable stresses in concrete at service load combinations													
2	Elem	Part	Girder/Slab	Comp./Tens.	Lcom	FT (kips/in²)	FB (kips/in²)	FTL (kips/in²)	FBL (kips/in²)	FTR (kips/in²)	FBR (kips/in²)	FMAX (kips/in²)	ALW (kips/in²)	OK/N
3	126	I	Girder	Compression	cLCB9	1.07	0	1.06	-0.01	1.09	0.02	1.09	2.61	OK
4	126	I	Slab	Compression	cLCB9	0.4	0.68	0	0.32	0.02	0.01	0.68	1.76	OK
5	126	I	Girder	Tension	cLCB11	1.06	0.04	1.04	0.03	1.07	0.06	0.03	0	OK
6	126	I	Slab	Tension	cLCB11	0.51	0.46	0.51	0.45	0.52	0.47	0.45	0	OK

3. Ứng suất kéo cho cáp DUL

So sánh ứng suất trong cáp với ứng suất cho phép đối với từng nhóm cáp.

Sau mất mát trực tiếp ngay tại vị trí neo, ứng suất lớn nhất trong cáp ≤ ứng suất cho phép.

Tại các vị trí khác xa khu vực neo, ứng suất lớn nhất trong cáp ≤ ứng suất cho phép.

Sau tất cả các mất mát, ứng suất lớn nhất trong cáp ≤ ứng suất cho phép.

3.1 Ứng suất cho phép của cáp DUL

Tiêu chuẩn trình bày giới hạn ứng suất theo bảng sau cho cáp DUL tùy thuộc vào loại cáp DUL sử dụng:

AASHTO LRFD12 (5.9.3)

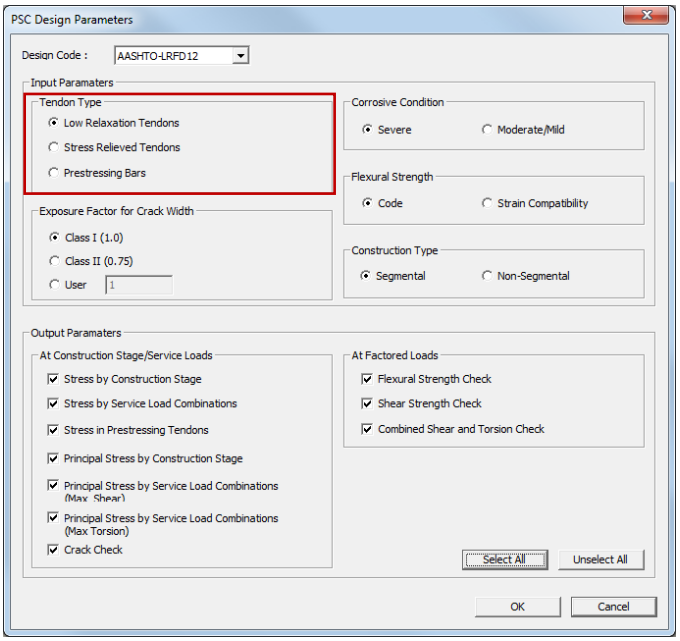
Table 5.9.3-1—Stress Limits for Prestressing Tendons

Condition	Tendon Type		
	Stress-Relieved Strand and Plain High-Strength Bars	Low Relaxation Strand	Deformed High-Strength Bars
Pretensioning			
Immediately prior to transfer (f_{pbt})	$0.70f_{pu}$	$0.75f_{pu}$	—
At service limit state after all losses (f_{pe})	$0.80f_{py}$	$0.80f_{py}$	$0.80f_{py}$
Post-Tensioning			
Prior to seating—short-term f_{pbt} may be allowed	$0.90f_{py}$	$0.90f_{py}$	$0.90f_{py}$
At anchorages and couplers immediately after anchor set	$0.70f_{pu}$	$0.70f_{pu}$	$0.70f_{pu}$
Elsewhere along length of member away from anchorages and couplers immediately after anchor set	$0.70f_{pu}$	$0.74f_{pu}$	$0.70f_{pu}$
At service limit state after losses (f_{pe})	$0.80f_{py}$	$0.80f_{py}$	$0.80f_{py}$

[Fig.1.42] Giới hạn ứng suất cho cáp DUL

Dạng cáp DUL có thể được quy định từ hộp thoại thông số thiết kế (PSC Design Parameters) như hình dưới.

▶ PSC> Design Parameter> Parameters…



[Fig.1.43] Hộp thoại thông số thiết kế PSC – Tendon Type

Các thông số đầu vào và các điều kiện tương ứng quy định tại Tiêu chuẩn được liệt kê theo bảng dưới đây:

[Table1.6] Dạng cáp DUL

Thông số đầu vào	Điều kiện của Tiêu chuẩn
Low Relaxation Tendons	Low Relaxation Strand
Stress Relieved Tendons	Stress Relieved Strands and Plane High-strength Bar
Prestressing Bar	Deformed Hige-strength Bar

DUL căng trước/sau (Pre/Post tensioning) có thể được quy định như trong hình Fig.1. 8 Tendon Property Dialogue.

Midas/Civil áp dụng các giới hạn ứng suất cho cáp là khác nhau, tùy thuộc vào loại cáp sử dụng và là dạng căng trước hay căng sau.

Ứng suất cho phép trong cáp ngay sau khi neo đặt tại vị trí neo cáp (AFDL1)

Ứng suất cho phép lớn nhất trong cáp tại vị trí neo sau mất mát trực tiếp. Các giá trị cho "Tại

neo và bộ nối (couplers) ngay sau khi neo cáp" (**"At anchorages and couplers immediately after anchor set"** của Tables 5.9.3-1 được thiết lập như là giới hạn.

Ứng suất cho phép trong cáp ngay sau khi neo cáp ở các vị trí khác (AFDL2)
Ứng suất cho phép lớn nhất trong cáp ở vị trí khác dọc theo chiều dài của cáp xa khu vực neo cáp. Các giá trị cho "Tại vị trí khác dọc theo chiều dài của cáp xa kh vực neo cáp" (**"Elsewhere along length of member away from anchorages…")** của Table 5.9.3-1 được thiết lập như là giới hạn. Điều này không áp dụng với trường hợp căng trước.

Ứng suất cho phép trong cáp tại trạng thái giới hạn sử dụng sau các mất mát (AFLL1)
Ứng suất cho phép tối đa tại trạng thái giới hạn sử dụng sau tất cả các mất mát. Các giá trị cho "Tại trạng thái giới hạn sử dụng sau các mất mát" (**"At service limit stage after losses"**) của Table 5.9.3-1 được thiết lập như là giới hạn.

3.2 Kiểm tra ứng suất trong cáp DUL

3.2.1 Qua các bảng kết quả

Các kết quả ứng suất của cáp DUL có thể được kiểm tra theo bảng sau.

▶ Design>PSC Design>PSC Design Result Tables>Check tensile stress for Prestressing tendons …

Model View | Check tensile stress for Prestressing tendons

	Tendon	FDL1 (N/mm²)	FDL2 (N/mm²)	FLL1 (N/mm²)	AFDL1 (N/mm²)	AFDL2 (N/mm²)	AFLL1 (N/mm²)
▶	N1-1	1189.1527	1285.6753	1175.5123	1255.2512	1176.7980	1176.7980

[Fig.1.44] Bảng kết quả cho ứng suất cáp DUL

Tendon: Tên cáp DUL

Với DUL căng sau (Post-tensioned):

FDL1: Ứng suất trong cáp tại vị trí neo.

Ứng suất lớn nhất trong cáp tại vị trí neo ngay sau khi xảy ra các mất mát.

FDL2: Ứng suất lớn nhất trong cáp dọc theo chiều dài cáp xa vị trí neo cáp, ngay sau khi đặt neo.

Ứng suất lớn nhất trong cáp tại vị trí khác dọc theo chiều dài của cáp xa vị trí neo ngay sau khi đặt neo.

FLL1: Ứng suất lớn nhất trong cáp sau tất cả các mất mát tại giai đoạn cuối cùng.

Ứng suất lớn nhất trong cáp tại trạng thái giới hạn sử dụng sau tất cả các mất mát.

AFDL1: Ứng suất cho phép trong cáp ngay sau khi đặt neo cáp tại vị trí neo cáp. Ứng suất cho phép cho FDL1. The allowable stress for FDL1

AFDL2: Ứng suất cho phép trong cáp ngay sau khi đặt neo cáp tại các vị trí khác. Ứng suất cho phép cho FDL2.

AFLL1: Ứng suất cho phép trong cáp tại trạng thái giới hạn sử dụng sau các mất mát. Ứng suất cho phép cho FLL1.

Với DUL căng trước (Pre-tensioned):

FDL1: Ứng suất trong cáp.

FDL2: -

FLL1: Ứng suất lớn nhất trong cáp sau tất cả các mất mat tại giai đoạn cuối cùng.

AFDL1: Ứng suất cho phép trong cáp trước khi chuyển

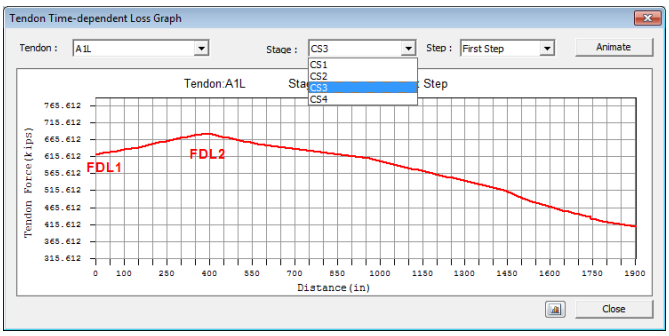
AFDL2: -

AFLL1: Ứng suất cho phép trong cáp tại trạng thái giới hạn sử dụng sau các mất mát.

3.2.2 Biểu đồ mất mát theo thời gian của cáp DUL

Ứng suất trong mỗi cáp cho từng giai đoạn thi công có thể được kiểm tra từ hộp thoại sau:

▶ Result > Bridge> Tendon Loss Graph…



[Fig.1.45] Tendon Time-dependent Loss Graph

Trong đồ thị trên, ứng suất ban đầu đại diện cho ứng suất trong cáp tại vị trí neo ngay sau mất mát trực tiếp (FDL1), và ứng suất lớn nhất tại biểu đồ thể hiện ứng suất lớn nhất trong cáp tại các vị trí khác dọc theo chiều dài của cáp xa vị trí neo cáp ngay sau đặt neo cáp (FDL2).

3.2.3 Qua báo cáo MS Excel

Các kết quả có thể được kiểm tra tại báo cáo định dạng MS Excel như hình dưới.

▶ Design>PSC Design>PSC Design Calculation…

	A	B	C	D	E	F	G	H
1	**Allowable stresses in tendon**							
2	Tendon	FDL1 (kips/in²)	AFDL1 (kips/in²)	FDL2 (kips/in²)	AFDL2 (kips/in²)	FLL1 (kips/in²)	AFLL1 (kips/in²)	OK/NG
3	A1L	208.85	187.82	208.85	187.82	187.93	185.65	NG
4	A1R	208.85	187.82	208.85	187.82	187.93	185.65	NG
5	A2L	208.85	187.82	208.85	187.82	188.08	185.65	NG
6	A2R	208.85	187.82	208.85	187.82	188.08	185.65	NG
7	A3L	208.85	187.82	208.85	187.82	188.23	185.65	NG
8	A3R	208.85	187.82	208.85	187.82	188.23	185.65	NG
9	A4L	208.85	187.82	208.85	187.82	188.67	185.65	NG
10	A4R	208.85	187.82	208.85	187.82	188.67	185.65	NG
11	B1L	208.85	187.82	208.85	187.82	188.47	185.65	NG
12	B1R	208.85	187.82	208.85	187.82	188.47	185.65	NG
13	B2L	208.85	187.82	208.85	187.82	188.64	185.65	NG
14	B2R	208.85	187.82	208.85	187.82	188.64	185.65	NG
15	B3L	208.85	187.82	208.85	187.82	188.82	185.65	NG
16	B3R	208.85	187.82	208.85	187.82	188.82	185.65	NG
17	B4L	208.85	187.82	208.85	187.82	188.99	185.65	NG
18	B4R	208.85	187.82	208.85	187.82	188.99	185.65	NG
19	C1L	208.85	187.82	208.85	187.82	187.42	185.65	NG
20	C1R	208.85	187.82	208.85	187.82	187.42	185.65	NG
21	C2L	208.85	187.82	208.85	187.82	187.24	185.65	NG
22	C2R	208.85	187.82	208.85	187.82	187.24	185.65	NG
23	C3L	208.85	187.82	208.85	187.82	188.7	185.65	NG
24	C3R	208.85	187.82	208.85	187.82	188.7	185.65	NG
25	C4L	208.85	187.82	208.85	187.82	188.74	185.65	NG
26	C4R	208.85	187.82	208.85	187.82	188.74	185.65	NG
27								

TendonStress / StressAtCS / StressAtLCB / PrincipalStressAtCS / PrincipalS

[Fig.1.46] Báoc áo MS Excel cho ứng suất kéo trong cáp DUL

4. Ứng suất chính tại một giai đoạn thi công

Xác định ứng suất kéo chính lớn nhất giữa các điểm kiểm tra ứng suất 1~10 của mặt cắt ngang tại một giai đoạn thi công và so sánh các giá trị đó với ứng suất cho phép. Nói cách khác thì, giá trị ứng suất kéo chính lớn nhất ≤ ứng suất cho phép.

4.1 Ứng suất kéo cho phép

AASHTO LRFD12 (5.9.4.1.2)

Tiêu chuẩn trình bày phương trình sau cho ứng suất kéo cho phép đối với Cầu Thi công Phân đoạn (Segmentally Constructed Bridges):

$$\sigma_{ta} = 0.110\sqrt{f'_{ci}} \qquad (1.63)$$

Trong đó, f'_{ci} tương tự trong mục 2.1.2.

Chương trình midas/Civil áp dụng công thức trên cho cả hai phương pháp thi công phân đoạn và không phân đoạn.

4.2 Ứng suất chính lớn nhất

Ứng suất kéo chính lớn nhất cho mỗi diểm tại một giai đoạn thi công được tính như sau:

$$\sigma_{ps} = \frac{1}{2}\left[(\sigma_x + \sigma_z) \pm \sqrt{(\sigma_x - \sigma_z)^2 + 4(\tau_s + \tau_t + \tau_p)^2}\right] \quad (1.64)$$

Trong đó,

σ_x : Tổng các ứng suất dọc trục theo hệ ECS x-direction

σ_z : Tổng các ứng suất dọc trục theo hệ ECS z-direction

τ_s : Ứng suất cắt do cắt

τ_t : Ứng suất cắt do xoắn

τ_p : Ứng suất cắt do cốt thép chịu cắt

4.2.1 Các ứng suất của dầm PSC

Các thành phần ứng suất để tính giá trị ứng suất kéo chính lớn nhất có thể được kiểm tra từ bảng kết quả dưới đây:

▶ Results>Result Tables>Beam>Stress(PSC)…

Model View | Result-[Beam Stress(PSC)]

Elem	Load	Stage	Step	Part	Section Position	Sig-xx(Axial) (kN/m²)	Sig-xx(Moment-y) (kN/m²)	Sig-xx(Moment-z) (kN/m²)	Sig-xx(Bar) (kN/m²)	Sig-xx(Summation) (kN/m²)	Sig-zz (kN/m²)	Sig-xz (shear) (kN/m²)	Sig-xz (torsion) (kN/m²)	Sig-xz (bar) (kN/m²)	Sig-Is (shear) (kN/m²)	Sig-Is (shear+torsio	Sig-Ps(Max) (kN/m²)	Sig-Ps(Min) (kN/m²)
1	Summati	CS02	001(first	[1]	Pos-1	6.8765e+000	-7.1923e+00	2.8765e+004	-9.8251e+00	2.1481e+004	0.0000e+000	0.0000e+000	3.4540e+003	0.0000e+000	2.1481e+004	2.2023e+004	2.2023e+004	-5.4172e+00
1	Summati	CS02	001(first	[1]	Pos-2	6.8765e+000	-7.1923e+00	-3.0641e+00	-9.8251e+00	-3.7925e+00	0.0000e+000	0.0000e+000	-3.4540e+00	0.0000e+000	0.0000e+000	3.1201e+002	3.1201e+002	-3.8237e+00
1	Summati	CS02	001(first	[1]	Pos-3	6.8765e+000	-5.0342e+00	-1.4800e+00	-9.8251e+00	-1.5394e+00	0.0000e+000	0.0000e+000	-3.4540e+00	0.0000e+000	0.0000e+000	7.3945e+002	7.3945e+002	-1.6134e+00
1	Summati	CS02	001(first	[1]	Pos-4	6.8765e+000	-5.0342e+00	1.2923e+004	-9.8251e+00	1.2328e+004	0.0000e+000	0.0000e+000	3.4540e+003	0.0000e+000	1.2328e+004	1.3230e+004	1.3230e+004	-9.0174e+00
1	Summati	CS02	001(first	[1]	Pos-5	6.8765e+000	-2.5078e+00	3.4182e+003	-9.8251e+00	3.0761e+003	-1.5441e+00	1.3048e+002	3.4540e+003	-8.9151e+00	3.1982e+003	4.3140e+003	4.3140e+003	-2.7821e+00
1	Summati	CS02	001(first	[1]	Pos-6	6.8765e+000	-2.5078e+00	-5.2947e+00	-9.8251e+00	-5.6368e+00	-1.5441e+00	1.3048e+002	-3.4540e+00	-8.9151e+00	-1.4072e+00	1.0950e+003	1.0950e+003	-8.2760e+00
1	Summati	CS02	001(first	[1]	Pos-7	6.8765e+000	7.1302e+002	3.4182e+003	-9.8251e+00	4.0399e+003	-1.5441e+00	1.5022e+002	3.4540e+003	-8.9151e+00	4.1366e+003	5.1407e+003	5.1407e+003	-2.6450e+00
1	Summati	CS02	001(first	[1]	Pos-8	6.8765e+000	7.1302e+002	-5.2947e+00	-9.8251e+00	-4.6730e+00	-1.5441e+00	1.5022e+002	-3.4540e+00	-8.9151e+00	-1.3774e+00	1.3689e+003	1.3689e+003	-7.5861e+00
1	Summati	CS02	001(first	[1]	Pos-9	6.8765e+000	7.5333e+001	3.4182e+003	-9.8251e+00	3.4022e+003	-1.5441e+00	1.3134e+002	3.4540e+003	-8.9151e+00	3.5164e+003	4.5860e+003	4.5860e+003	-2.7279e+00
1	Summati	CS02	001(first	[1]	Pos-10	6.8765e+000	7.5333e+001	-5.2947e+00	-9.8251e+00	-5.3107e+00	-1.5441e+00	1.3134e+002	-3.4540e+00	-8.9151e+00	-1.3965e+00	1.1884e+003	1.1884e+003	-8.0433e+00
1	Summati	CS02	001(first	J[2]	Pos-1	-8.7906e+00	-7.7820e+00	6.4075e+003	-9.5788e+00	-1.0261e+00	0.0000e+000	0.0000e+000	3.3289e+003	0.0000e+000	0.0000e+000	9.8533e+002	9.8533e+002	-1.1246e+00
1	Summati	CS02	001(first	J[2]	Pos-2	-8.7906e+00	-7.7820e+00	-6.8146e+00	-9.5788e+00	-2.3463e+00	0.0000e+000	0.0000e+000	-3.3289e+00	0.0000e+000	0.0000e+000	4.6277e+002	4.6277e+002	-2.3946e+00
1	Summati	CS02	001(first	J[2]	Pos-3	-8.7906e+00	3.6708e+002	-3.2887e+00	-9.5788e+00	-1.1868e+00	0.0000e+000	0.0000e+000	-3.3289e+00	0.0000e+000	0.0000e+000	8.7379e+002	8.7379e+002	-1.2682e+00
1	Summati	CS02	001(first	J[2]	Pos-4	-8.7906e+00	3.6708e+002	2.8816e+003	-9.5788e+00	-5.6378e+00	0.0000e+000	0.0000e+000	3.3289e+003	0.0000e+000	0.0000e+000	1.5432e+003	1.5432e+003	-7.1809e+00
1	Summati	CS02	001(first	J[2]	Pos-5	-8.7906e+00	-6.5942e+00	7.6604e+002	-9.5788e+00	-8.7798e+00	-1.5441e+00	3.0536e+002	3.3289e+003	-8.9151e+00	-1.4970e+00	-6.2203e+00	-6.2203e+00	-9.7019e+00
1	Summati	CS02	001(first	J[2]	Pos-6	-8.7906e+00	-6.5942e+00	-1.1732e+00	-9.5788e+00	-1.0719e+00	-1.5441e+00	3.0536e+002	-3.3289e+00	-8.9151e+00	-1.5069e+00	-1.0067e+00	-1.0067e+00	-1.2163e+00
1	Summati	CS02	001(first	J[2]	Pos-7	-8.7906e+00	7.4662e+002	7.6604e+002	-9.5788e+00	-7.3738e+00	-1.5441e+00	3.5675e+002	3.3289e+003	-8.9151e+00	-1.4955e+00	-4.2125e+00	-4.2125e+00	-8.4967e+00
1	Summati	CS02	001(first	J[2]	Pos-8	-8.7906e+00	7.4662e+002	-1.1732e+00	-9.5788e+00	-9.3130e+00	-1.5441e+00	3.5675e+002	-3.3289e+00	-8.9151e+00	-1.5075e+00	5.0148e+001	5.0148e+001	-1.0907e+00
1	Summati	CS02	001(first	J[2]	Pos-9	-8.7906e+00	5.8381e+002	7.6604e+002	-9.5788e+00	-7.5366e+00	-1.5441e+00	3.0627e+002	3.3289e+003	-8.9151e+00	-1.4875e+00	-4.7776e+00	-4.7776e+00	-8.6030e+00
1	Summati	CS02	001(first	J[2]	Pos-10	-8.7906e+00	5.8381e+002	-1.1732e+00	-9.5788e+00	-9.4758e+00	-1.5441e+00	3.0627e+002	-3.3289e+00	-8.9151e+00	-1.5012e+00	6.2095e+001	6.2095e+001	-1.1082e+00

[Fig.1.47] Ứng suất của dầm PSC

Sig-xx (Axial): Ứng suất dọc trục do lực dọc trục Fx) trong hệ ECS x-direction

Sig-xx (Moment-y): Ứng suất do My (mô men theo ECS y-axis) trong hệ ECS x-direction

Sig-xx (Moment-z): Ứng suất do Mz (mô men theo ECS z-axis) trong hệ ECS x-direction

Sig-xx (Bar): Ứng suất dọc trục do thép thanh chịu cắt theo hệ ECS x-direction

Sig-xx (Summation): Tổng ứng suất dọc trục trong hệ ECS x-direction và ứng suất dọc trục do thép thanh chịu cắt trong hệ ECS x-direction ECS x-direction

Sig-zz: SSng suất trong hệ ECS z-direction

Sig-xz (shear): Tổng ứng suất cắt do lực cắt và thép thanh chịu cắt

Sig-xz (torsion): Ứng suất cắt do xoắn

Sig-xz (bar): Ứng suất cắt do thép thanh chịu cắt

Sig-Is (shear): Ứng suất phương ngang do lực cắt

Sig-Is (shear+torsion): Ứng suất phương ngang do xoắn và lực cắt

Sig-Ps1: Ứng suất chính lớn nhất

Sig-Ps2:Ứng suất chính nhỏ nhất

4.3 Kiểm tra ứng suất chính tại một giai đoạn thi công

$$\sigma_{ps} \le \sigma_{ta} \quad (1.65)$$

4.4 Kiểm tra kết quả ứng suất chính tại một giai đoạn thi công

4.4.1 Qua các bảng kết quả

Các kết quả có thể được kiểm tra như bảng dưới đây:

▶ Design>PSC Design>PSC Design Result Tables>Principal stress at a construction stage …

Model View | Principal stress at a construction stage

Elem	Part	Comp./Tens.	Stage	CHK	Sig_P1 (kN/m²)	Sig_P2 (kN/m²)	Sig_P3 (kN/m²)	Sig_P4 (kN/m²)	Sig_P5 (kN/m²)	Sig_P6 (kN/m²)	Sig_P7 (kN/m²)	Sig_P8 (kN/m²)	Sig_P9 (kN/m²)	Sig_P10 (kN/m²)	Sig_MAX (kN/m²)	Sig_AP (kN/m²)
1	I[1]	Tension	CS02	NG	-22022.845	-312.0054	-739.4461	-13230.135	-4314.0122	-1095.0335	-5140.6831	-1368.9156	-4585.9622	-1188.4212	-22022.845	2114.8326
1	J[2]	Tension	CS02	OK	-985.3343	-462.7667	-873.7914	-1543.1593	622.0289	100.6738	421.2502	-50.1476	477.7564	-62.0946	-1543.1593	2114.8326
10	I[10]	Tension	CS02	OK	-35.4521	-33.7141	-19.0499	-19.5566	-682.0149	162.4717	-314.0479	260.9484	210.9158	482.1331	-682.0149	2114.8326
10	J[11]	Tension	CS01	OK	-0.0000	-0.0000	-1245.4446	-1245.4446	466.3484	466.3484	306.0943	306.0943	-227.0447	-227.0447	-1245.4446	2114.8326

[Fig.1.48] Bảng kết quả cho ứng suất chinh theo giai đoạn thi công

Elem: Số phần tử.
Part: Kiểm tra vị trí (I-End, J-End) của mỗi phần tử
Comp./Tens.:Ứng suất nén hoặc kéo
Stage: Giai đoạn thi công
CHK: Kiểm tra ứng suất chính cho các giai đoạn thi công
Sig_P1: Ứng suất chính tại vị trí phía trên bên trái của bản cánh trên
Sig_P2: Ứng suất chính tại vị trí phía trên bên phải của bản cánh trên
Sig_P3: Ứng suất chính tại vị trí phía dưới bên phải của bản cánh dưới
Sig_P4: Ứng suất chính tại vị trí phía dưới bên trái của bản cách dưới
Sig_P5: Ứng suất chính tại vị trí phí trên bên trái bản bụng (at Z1 Level)
Sig_P6: Ứng suất chính tại vị trí phí trên bên phải bản bụng (at Z1 Level)
Sig_P7: Ứng suất chính tại vị trí trục trung hòa phía trái bản bụng (at Z2 Level)
Sig_P8: Ứng suất chính tại vị trí trục trung hòa phía phải bản bụng (at Z2 Level)
Sig_P9: Ứng suất chính tại phía dưới bên tráibaản bụng (at Z3 Level)
Sig_P10: Ứng suất chính tại phía dưới bên phải bản bụng (at Z3 Level)
Sig_MAX: Ứng suất chính lớn nhất giữa các giá trị P1-P10.
Sig_AP: Ứng suất chính cho phép tại vị trí trục trung hòa bản bụng

4.2.2 Qua báo cáo MS Excel

Kết quả có thể được kiểm tra dưới định dạng báo cáo MS Excel như được thể hiện ở hình sau:

▶ Design>PSC Design>PSC Design Calculation…

Allowable principal stresses in concrete at construction stage

Elem	Part	Comp./Tens.	Stage	FP1 (kips/in²)	FP2 (kips/in²)	FP3 (kips/in²)	FP4 (kips/in²)	FP5 (kips/in²)	FP6 (kips/in²)	FP7 (kips/in²)	FP8 (kips/in²)	FP9 (kips/in²)	FP10 (kips/in²)	FMAX (kips/in²)	AFP (kips/in²)	OK/NG
1	I	Tension	CS4	-0.09	-0.09	0	0	-0.06	-0.06	-0.05	-0.05	-0.01	-0.01	-0.09	-0.32	OK
1	J	Tension	CS4	-0.01	-0.01	0	0	-0.01	-0.01	-0.01	-0.01	0	0	-0.01	-0.32	OK

TendonStress | StressAtCS | StressAtLCB | PrincipalStressAtCS | PrincipalStressAtLCBMaxShear | PrincipalStressAtLCBMaxTorsion | 1_I | 1_J

[Fig.1.49] Báo cáo MS Excel cho ứng suất chính theo giai đoạn thi công

5. Ứng suất chính theo tải trọng sử dụng (Ngoại trừ ứng suất cắt do xoắn)

Xác định ứng suất kéo chính lớn nhất giữa các điểm kiểm tra ứng suất 1~10 của mặt cắt ngang theo các tải trọng sử dụng và so sánh các giá trị đó với ứng suất cho phép. Nói cách khác thì, giá trị ứng suất kéo chính lớn nhất ≤ ứng suất cho phép. Ở đây ảnh hưởng cắt do xoắn được loại bỏ.

5.1 Ứng suất kéo cho phép

Tiêu chuẩn (Table .9.4.2.2-1) thể hiện công thức sau cho ứng suất kéo cho phép với Cầu Thi công Phân đoạn (Segmentally Constructed Bridges):

$$\sigma_{ta} = 0.110\sqrt{f_c^{'}} \qquad (1.66)$$

AASHTO LRFD12 (5.9.4.2.2)

Trong midas/Civil áp dụng công thức trên cho cả hai phương pháp thi công phân đoạn và không phân đoạn.

5.2 Ứng suất chính lớn nhất

Ứng suất kéo chính lớn nhất tại mỗi điểm của một giai đoạn thi công được tính toán theo công thức sau:

$$\sigma_{ps} = \frac{1}{2}\left[(\sigma_x + \sigma_z) \pm \sqrt{(\sigma_x - \sigma_z)^2 + 4(\tau_s + \tau_t + \tau_p)^2}\right] \quad (1.67)$$

Trong đó,

σ_x : Tổng ứng suất dọc trục trong hệ ECS x-direction

σ_z : Tổng ứng suất dọc trục trong hệ ECS z-direction

τ_s : Ứng suất cắt do lực cắt

τ_t : Ứng suất cắt do xoắn

τ_p : Ứng suất cắt cho cốt thép chịu cắt

5.3 Các ứng suất của dầm PSC

Các thành phần ứng suất để tính giá trị ứng suất kéo chính lớn nhất có thể được kiểm tra từ bảng kết quả dưới đây:

Tham chiếu mục 3.4.2.1 Các ứng suất của dầm PSC.

5.4 Kiểm tra ứng suất chính theo tải trọng sử dụng

$$\sigma_{ps} \le \sigma_{ta} \quad (1.68)$$

5.5 Kiểm tra kết quả ứng suất chính theo các tải trọng sử dụng

5.5.1 Qua các bảng kết quả

Các giá trị kết quả có thể được kiểm tra như thể hiện tại bảng dưới đây.

▶ Design>PSC Design>PSC Design Result Tables > Result table for principal stress at service loads(excluding torsional shear stress)…

Model View | Principal stress at a construction stage

Elem	Part	Comp./Tens.	Stage	CHK	Sig_P1 (kN/m²)	Sig_P2 (kN/m²)	Sig_P3 (kN/m²)	Sig_P4 (kN/m²)	Sig_P5 (kN/m²)	Sig_P6 (kN/m²)	Sig_P7 (kN/m²)	Sig_P8 (kN/m²)	Sig_P9 (kN/m²)	Sig_P10 (kN/m²)	Sig_MAX (kN/m²)	Sig_AP (kN/m²)
1	I[1]	Tension	CS02	NG	-22022.845	-312.0054	-739.4461	-13230.135	-4314.0122	-1095.0335	-5140.6831	-1368.9156	-4585.9622	-1188.4212	-22022.845	2114.8326
1	J[2]	Tension	CS02	OK	-985.3343	-462.7667	-873.7914	-1543.1593	622.0289	100.6738	421.2502	-50.1476	477.7564	-62.0946	-1543.1593	2114.8326
10	I[10]	Tension	CS02	OK	-35.4521	-33.7141	-19.0499	-19.5566	-682.0149	162.4717	-314.0479	260.9484	210.9158	482.1331	-682.0149	2114.8326
10	J[11]	Tension	CS01	OK	-0.0000	-0.0000	-1245.4446	-1245.4446	466.3484	466.3484	306.0943	306.0943	-227.0447	-227.0447	-1245.4446	2114.8326

[Fig.1.50] Bảng kết quả cho ứng suất chính theo các tải trọng sử dụng (loại bỏ ứng suất cắt do xoắn)

Elem: Số phần tử.
Part: Kiểm tra vị trí (I-End, J-End) của mỗi phần tử
Comp./Tens.:Ứng suất nén hoặc kéo
Stage: Giai đoạn thi công
CHK: Kiểm tra ứng suất chính cho các giai đoạn thi công
Sig_P1: Ứng suất chính tại vị trí phía trên bên trái của bản cánh trên
Sig_P2: Ứng suất chính tại vị trí phía trên bên phải của bản cánh trên
Sig_P3: Ứng suất chính tại vị trí phía dưới bên phải của bản cánh dưới
Sig_P4: Ứng suất chính tại vị trí phía dưới bên trái của bản cách dưới
Sig_P5: Ứng suất chính tại vị trí phí trên bên trái bản bụng (at Z1 Level)
Sig_P6: Ứng suất chính tại vị trí phí trên bên phải bản bụng (at Z1 Level)
Sig_P7: Ứng suất chính tại vị trí trục trung hòa phía trái bản bụng (at Z2 Level)
Sig_P8: Ứng suất chính tại vị trí trục trung hòa phía phải bản bụng (at Z2 Level)

Sig_P9: Ứng suất chính tại phía dưới bên tráibaản bụng (at Z3 Level)

Sig_P10: Ứng suất chính tại phía dưới bên phải bản bụng (at Z3 Level)

Sig_MAX: Ứng suất chính lớn nhất giữa các giá trị P1-P10.

Sig_AP: Ứng suất chính cho phép tại vị trí trục trung hòa bản bụng

5.5.2 Qua báo cáo MS Excel

Các kết quả cần kiểm tra có thể được kiểm tra qua báo cáo định dạng MS Excel như hình dưới.

▶ Design>PSC Design>PSC Design Calculation...

Allowable principal stresses in concrete at service load combinations at maximum shear

Elem	Part	Comp./Tens.	Lcom	FP1 (kips/in²)	FP2 (kips/in²)	FP3 (kips/in²)	FP4 (kips/in²)	FP5 (kips/in²)	FP6 (kips/in²)	FP7 (kips/in²)	FP8 (kips/in²)	FP9 (kips/in²)	FP10 (kips/in²)	FMAX (kips/in²)	AFP (kips/in²)	OK/NG
1	I	Tension	cLCB14	-0.04	-0.04	0	0	-0.15	-0.17	-0.12	-0.14	-0.03	-0.04	-0.17	-0.28	OK
1	J	Tension	cLCB15	-0.07	-0.09	0	0	0	0	0	-0.01	0	0	-0.09	-0.28	OK

TendonStress / StressAtCS / StressAtLCB / PrincipalStressAtCS / PrincipalStressAtLCBMaxShear / PrincipalStressAtLCBMaxTorsion / 1_I / 1_J

[Fig.1.51] Báo cáo MS Excel cho ứng suất chính theo tải trọng sử dụng (loại bỏ ứng suất cắt do xoắn)

6. Ứng suất chính tại tải trọng sử dụng

Xác định ứng suất kéo chính lớn nhất giữa các điểm kiểm tra ứng suất 1~10 của mặt cắt ngang theo các tải trọng sử dụng và so sánh các giá trị đó với ứng suất cho phép. Ở đây cả hai yếu tố lực cắt và xoắn sẽ được phản ánh trong tính toán ứng suất. Nói cách khác thì, giá trị ứng suất kéo chính lớn nhất ≤ ứng suất cho phép.

6.1 Ứng suất kéo cho phép

Tiêu chuẩn (Table .9.4.2.2-1) thể hiện công thức sau cho ứng suất kéo cho phép với Cầu

Thi công Phân đoạn (Segmentally Constructed Bridges):

$$\sigma_{ta} = 0.110\sqrt{f_c^{'}} \qquad (1.69)$$

Trong midas/Civil áp dụng công thức trên cho cả hai phương pháp thi công phân đoạn và không phân đoạn.

6.2 Ứng suất chính lớn nhất

Ứng suất kéo chính lớn nhất tại mỗi điểm của một giai đoạn thi công được tính toán theo công thức sau:

$$\sigma_{ps} = \frac{1}{2}\left[(\sigma_x + \sigma_z) \pm \sqrt{(\sigma_x - \sigma_z)^2 + 4(\tau_s + \tau_t + \tau_p)^2}\right] \qquad (1.70)$$

Trong đó,

σ_x *: Tổng ứng suất dọc trục trong hệ ECS x-direction*

σ_z *: Tổng ứng suất dọc trục trong hệ ECS z-direction*

τ_s *: Ứng suất cắt do lực cắt*

τ_t *: Ứng suất cắt do xoắn*

τ_p *: Ứng suất cắt cho cốt thép chịu cắt*

6.3 Các ứng suất của dầm PSC

Các thành phần ứng suất để tính giá trị ứng suất kéo chính lớn nhất có thể được kiểm tra từ bảng kết quả dưới đây:

Tham chiếu mục 3.4.2.1 Các ứng suất của dầm PSC.

6.4 Kiểm tra ứng suất chính theo tải trọng sử dụng

$$\sigma_{ps} \le \sigma_{ta} \qquad (1.71)$$

6.5 Kiểm tra kết quả ứng suất chính theo tải trọng sử dụng

6.5.1 Qua các bảng kết quả

Các giá trị kết quả có thể được kiểm tra như thể hiện tại bảng dưới đây.

▶ Design>PSC Design>PSC Design Result Tables>Principal stress at service loads…

Model View | Principal stress at a construction stage

Elem	Part	Comp./Tens.	Stage	CHK	Sig_P1 (kN/m²)	Sig_P2 (kN/m²)	Sig_P3 (kN/m²)	Sig_P4 (kN/m²)	Sig_P5 (kN/m²)	Sig_P6 (kN/m²)	Sig_P7 (kN/m²)	Sig_P8 (kN/m²)	Sig_P9 (kN/m²)	Sig_P10 (kN/m²)	Sig_MAX (kN/m²)	Sig_AP (kN/m²)
1	[1]	Tension	CS02	NG	-22022.845	-312.0054	-739.4461	-13230.135	-4314.0122	-1095.0335	-5140.6831	-1368.9156	-4585.9622	-1188.4212	-22022.845	2114.8326
1	J[2]	Tension	CS02	OK	-985.3343	-462.7667	-873.7914	-1543.1593	622.0289	100.6738	421.2502	-50.1476	477.7564	-62.0946	-1543.1593	2114.8326
10	[10]	Tension	CS02	OK	-35.4521	-33.7141	-19.0499	-19.5566	-682.0149	162.4717	-314.0479	260.9484	210.9158	482.1331	-682.0149	2114.8326
10	J[11]	Tension	CS01	OK	-0.0000	-0.0000	-1245.4446	-1245.4446	466.3484	466.3484	306.0943	306.0943	-227.0447	-227.0447	-1245.4446	2114.8326

[Fig.1.52] Bảng kết quả cho ứng suất chính theo các tải trọng sử dụng

Elem: Số phần tử.
Part: Kiểm tra vị trí (I-End, J-End) của mỗi phần tử
Comp./Tens.:Ứng suất nén hoặc kéo
Stage: Giai đoạn thi công
CHK: Kiểm tra ứng suất chính cho các giai đoạn thi công
Sig_P1: Ứng suất chính tại vị trí phía trên bên trái của bản cánh trên
Sig_P2: Ứng suất chính tại vị trí phía trên bên phải của bản cánh trên
Sig_P3: Ứng suất chính tại vị trí phía dưới bên phải của bản cánh dưới
Sig_P4: Ứng suất chính tại vị trí phía dưới bên trái của bản cách dưới
Sig_P5: Ứng suất chính tại vị trí phí trên bên trái bản bụng (at Z1 Level)
Sig_P6: Ứng suất chính tại vị trí phí trên bên phải bản bụng (at Z1 Level)
Sig_P7: Ứng suất chính tại vị trí trục trung hòa phía trái bản bụng (at Z2 Level)
Sig_P8: Ứng suất chính tại vị trí trục trung hòa phía phải bản bụng (at Z2 Level)
Sig_P9: Ứng suất chính tại phía dưới bên tráibaản bụng (at Z3 Level)
Sig_P10: Ứng suất chính tại phía dưới bên phải bản bụng (at Z3 Level)
Sig_MAX: Ứng suất chính lớn nhất giữa các giá trị P1-P10.
Sig_AP: Ứng suất chính cho phép tại vị trí trục trung hòa bản bụng

6.5.2 Qua báo cáo MS Excel

Các kết quả cần kiểm tra có thể được kiểm tra qua báo cáo định dạng MS Excel như hình dưới.

▶ Design>PSC Design>PSC Design Calculation…

Allowable principal stresses in concrete at service load combinations at maximum torsion

Elem	Part	Comp./Tens.	Lcom	FP1 (kips/in²)	FP2 (kips/in²)	FP3 (kips/in²)	FP4 (kips/in²)	FP5 (kips/in²)	FP6 (kips/in²)	FP7 (kips/in²)	FP8 (kips/in²)	FP9 (kips/in²)	FP10 (kips/in²)	FMAX (kips/in²)	AFP (kips/in²)	OK/NG
1	I	Tension	cLCB14	-0.04	-0.04	0	0	-0.15	-0.17	-0.12	-0.14	-0.03	-0.04	-0.17	-0.28	OK
1	J	Tension	cLCB15	-0.07	-0.09	0	0	0	0	0	-0.01	0	0	-0.09	-0.28	OK

TendonStress / StressAtCS / StressAtLCB / PrincipalStressAtCS / PrincipalStressAtLCBMaxShear / PrincipalStressAtLCBMaxTorsion / 1_I / 1_J

[Fig.1.53] Báo cáo MS Excel cho ứng suất chính theo tải trọng sử dụng

7. Kiểm tra nứt

Trạng thái giới hạn cho nứt có thể được kiểm tra bằng việc so sánh khoảng cách sử dụng cốt thép chịu kéo với khoảng cách tối đa của cốt thép.

Theo Tiêu chuẩn AASHTO-LRFD, giới hạn nứt phải được kiểm tra cho "cốt thép ít cacbon - thép mềm (mild steel reinforcement)". Khoảng cách áp dụng cốt thép chịu kéo phải được so sánh với khoảng cách tính toán tối đa của cốt thép.

Nói cách khác thì, khoảng cách áp dụng của cốt thép ≤ khoảng cách lớn nhất của cốt thép.

7.1 Khoảng cách lớn nhất của cốt thép

Khoảng cách tối đa của cốt thép được tính toán theo công thức sau:

AASHTO LRFD12 (5.7.3.4) (Eq. 5.7.3.4-1)

$$s_{\max} = \frac{700\gamma_e}{\beta_s f_{ss}} - 2d_c \qquad (1.72)$$

$$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7(h - d_c)} \qquad (1.73)$$

d_c: Bề dày lớp bê tông bảo vệ được tính từ thớ căng lớn nhất tới trọng tâm của cốt thép chịu uốn nằm gần nhất (in.)

f_{ss}: ứng suất kéo trong cốt thép tại trạng thái giới hạn sử dụng (ksi)

fss được tính toán theo các bước sau :

1) Tính ứng suất bê tông (fcs) tại vị trí sử dụng cốt thép chịu kéo .

Ứng suất kéo thớ lớn nhất và ứng suất nén thớ lớn nhất .

2)Tính biến dạng của bê tông (εcs=fcs/Ec) đối với fcs.

3) Tính fss (fss = Es εcs).

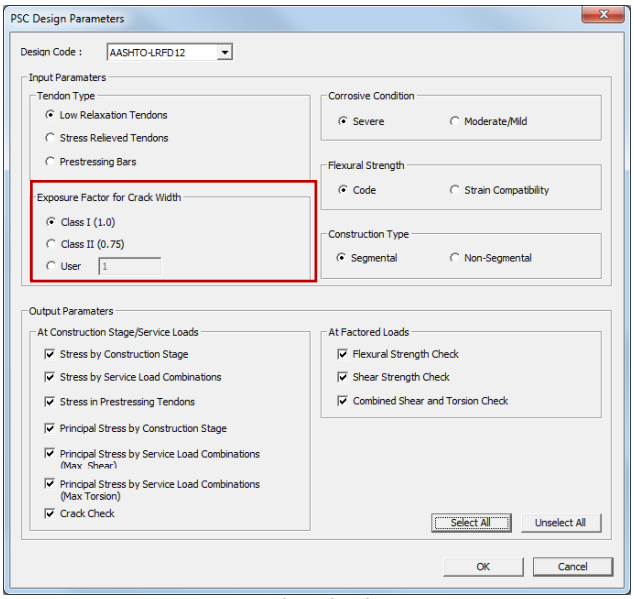
γ_e : hệ sô tiếp xúc

1.00 với điều kiện tiếp xúc Loại 1

0.75 với điều kiện tiếp xúc Loại 2

Hệ số tiếp xúc có thể được nhập vào trong hộp thoại Thông số Thiết kế PSC (PSC Design parameters)

▶ PSC> Design Parameter> Parameters…

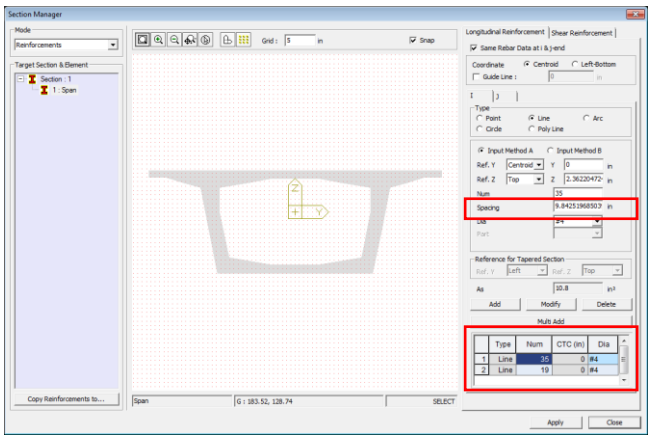


[Fig.1.54] Hộp thoại Thông số Thiết kế PSC - Exposure Factor

7.2 Khoảng cách của cốt thép

Khoảng cách của cốt thép dọc được khai báo vào từ hộp thoại Section Manager >Reinforcements và được sử dụng như là khoảng cách áp dụng của cốt thép chịu kéo.

▶ Model>Properties>Section Manager>Reinforcements



Khoảng cách của cốt thép

Dữ liệu cố thép trên và cốt thép dưới

[Fig.1.55] Dữ liệu đầu vào cốt thép dọc

Khi kiểm tra mô men dương, sử dụng thông số khoảng cách của cốt thép dưới.

Khi kiểm tra mô men âm, sử dụng thông số khoảng cách của cốt thép trên.

7.3 Kiểm tra bề rộng vết nứt theo tải trọng sử dụng

7.3.1 Qua các bảng kết quả

Kết quả có thể được kiểm tra như bảng thể hiện dưới đây.

▶ Design>PSC Design>PSC Design Result Tables>Check crack width at service loads…

	Elem	Part	Top/Bottom	LCom Name	Type	CHK	FT (kips/in²)	FB (kips/in²)	fss (kips/in²)	s_use (in)	s_max (in)
▶	1	I[1]	Bottom	cLCB15	FY-MIN	OK	-0,1363	1,1621	0,0000	0,0000	0,0000
	1	I[1]	Top	cLCB15	MZ-MAX	OK	-0,1363	1,1621	0,7383	4,0000	916,5579
	1	J[2]	Bottom	cLCB15	FX-MIN	OK	-0,0277	0,9448	0,0000	0,0000	0,0000
	1	J[2]	Top	cLCB15	FX-MAX	OK	-0,0914	1,0544	0,4580	4,0000	1480,2776

[Fig.1.56] Bảng kết quả cho bề rộng vết nứt theo tải trọng sử dụng

Elem:Số phần tử

Part: Kiểm tra vị trí (I-End, J-End) của mỗi phần tử

Top/Bottom: tại phía trên của phần tử, tại phía dưới của phần tử

LCom. Name: Tên tổ hợp tải trọng

Type: produce maximum and minimum member force components for the load combinations including moving load cases or settlement load cases.

Check : OK/NG

FT : Ứng suất tại phía trên (+ nén, - kéo)

FB : Ứng suất tại phía dưới (+ nén, - kéo)

s_use : Khoảng cách của cốt thép chịu kéo được sử dụng

s_max : Khoảng cách tốt thép tính toán lớn nhất

Nếu ứng suất nén được sử dụng tại vị trí kiểm tra thiết kế, kiểm tra nứt sẽ được bỏ qua.

Đối với các mặt cắt liên hợp, nứt bản mặt dầm được bỏ qua. Do đó, kiểm tra nứt tại vị trí đầu bản mặt cầu của mặt cắt liên hợp không được hỗ trợ trong midas/Civil.

Tiêu chuẩn AASHTO-LRFD đề cập "Thuộc tính mặt cắt nguyên dầm mặt cắt liên hợp, bỏ qua bất kỳ nứt bản mặt dầm, có thể được sử dụng trong quá trình phân tích theo quy định tại Điều 4.5.2.2".

**Mức độ liên tục tại trạng thái giới hạn khác nhau (Various Limit States) (5.14.1.4.5)

7.3.2 Qua báo cáo MS Excel

Các kết quả cần kiểm tra có thể được kiểm tra qua báo cáo định dạng MS Excel như hình dưới.

▶ Design>PSC Design>PSC Design Calculation…

5.Crack check

■ **Top**

- The maximum Service Limit Load Combination : cLCB15

- The maximum spacing of steel reinforcement in layer closet to the tension face(s_{max}) *(Eq. 5.7.3.4-1)*

$$s_{max} = \frac{700 \cdot \gamma_e}{\beta_s \cdot f_{ss}} - 2d_c = 916.558 \text{ (in.)} \geq s_{use} = 4.000 \text{ (in.)} \quad \text{OK}$$

where, $\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7(h-d_c)} = 1.029$

d_c = 2.362 (in.)

γ_e = 1.00 : Exposure factor

f_{ss} = 0.738 (ksi.) : Tensile stress in bar at the service limit state

■ **Bottom**

- The maximum Service Limit Load Combination : cLCB15

- The maximum spacing of steel reinforcement in layer closet to the tension face(s_{max}) *(Eq. 5.7.3.4-1)*

$$s_{max} = \frac{700 \cdot \gamma_e}{\beta_s \cdot f_{ss}} - 2d_c = 0.000 \text{ (in.)} \geq s_{use} = 0.000 \text{ (in.)} \quad \text{OK}$$

where, $\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7(h-d_c)} = 1.029$

d_c = 2.362 (in.)

γ_e = 1.00 : Exposure factor

f_{ss} = 0.000 (ksi.) : Tensile stress in bar at the service limit state

[Fig.1.57] Báo cáo MS Excel cho bề rộng vết nứt theo tải trọng sử dụng