



TECNICHE AVANZATE DI MODELLAZIONE DI PONTI AI SENSI DELLE NTC2008



MODELLAZIONE NUMERICA E VALUTAZIONE SISMICA DI EDIFICI IN C.A.

- 1. MODELLAZIONE NUMERICA DI PONTI**
- 2. AZIONI SUI PONTI STRADALI**
- 3. AZIONE SISMICA E METODI DI ANALISI**
- 4. ESEMPIO APPLICATIVO DI MODELLAZIONE**
- 5. ISOLAMENTO SISMICO**
- 6. CASI STUDIO**

MODELLAZIONE NUMERICA DI PONTI

MODELLAZIONE NUMERICA: CONCETTI BASE

7.9.3 MODELLO STRUTTURALE

Il modello strutturale deve poter descrivere tutti i gradi di libertà significativi caratterizzanti la risposta dinamica e riprodurre fedelmente le caratteristiche di inerzia e di rigidità della struttura, e di vincolo degli impalcati. Nei modelli a comportamento non lineare, devono essere messi in conto anche gli effetti dell'attrito degli apparecchi di appoggio e il comportamento di eventuali dispositivi di fine corsa.

Quando l'impalcato abbia angolo di obliquità $\phi > 20^\circ$ (v. Fig. 7.9.1) o sia particolarmente largo rispetto alla lunghezza (rapporto tra larghezza B e lunghezza L , $B/L > 2,0$) particolare attenzione deve essere dedicata ai moti torsionali del ponte intorno all'asse verticale, in particolare evitando che la rigidità torsionale d'insieme del ponte sia affidata ad un'unica pila, nel caso di impalcati continui, o progettando gli apparecchi d'appoggio per resistere agli effetti torsionali, nel caso di impalcati semplicemente appoggiati.

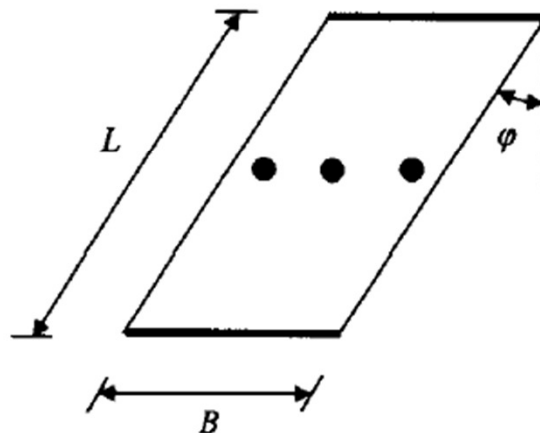


Figura 7.9.1 – Ponte obliquo

MODELLAZIONE NUMERICA: CONCETTI BASE

La rigidezza degli elementi in cemento armato deve essere valutata tenendo conto del loro effettivo stato di fessurazione, che è in generale diverso per l'impalcato (spesso interamente reagente) e per le pile. Per le pile che raggiungono lo stato limite ultimo alla base la rigidezza secante può essere ricavata dall'espressione:

$$E_c \cdot I_{\text{eff}} = \eta \cdot \frac{M_{\text{Rd}}}{\phi_y} \quad (7.9.3)$$

nella quale E_c è il modulo elastico del calcestruzzo, I_{eff} è il momento d'inerzia della sezione fessurata, $\eta \cong 1,20$ è un fattore di correzione che tiene conto della maggiore rigidezza della parte di pila non fessurata, M_{Rd} è il momento resistente di progetto nella sezione di base, e ϕ_y la curvatura di snervamento.

Per gli impalcati in calcestruzzo deve essere considerata la significativa riduzione di rigidità torsionale dovuta alla fessurazione. In assenza di più precise determinazioni, per la rigidità torsionale della sezione fessurata si possono assumere i seguenti valori:

- per sezioni aperte o solette, rigidità nulla;
- per sezioni scatolari precomprese, rigidità pari al 50% della rigidità non fessurata;
- per sezioni scatolari in c.a., rigidità pari al 30% della rigidità non fessurata.

In assenza di più accurate determinazioni, l'eccentricità accidentale di cui al § 7.2.6 è riferita all'impalcato e può essere assunta pari a 0,03 volte la dimensione dell'impalcato stesso misurata perpendicolarmente alla direzione dell'azione sismica.

AZIONI SUI PONTI STRADALI

AZIONI SUI PONTI STRADALI

5.1.3 AZIONI SUI PONTI STRADALI

Le azioni da considerare nella progettazione dei ponti stradali sono:

- le azioni permanenti;
- le distorsioni, ivi comprese quelle dovute a presollecitazioni di progetto e quelle di origine termica;
- le azioni variabili da traffico;
- le azioni variabili di vento e neve;
- le azioni eccezionali;
- le azioni sismiche.

La viscosità deve essere considerata associata a quelle azioni per le quali dà effetto.

AZIONI SUI PONTI STRADALI

5.1.3.3 Azioni Variabili da Traffico

5.1.3.3.1 *Premessa*

I carichi variabili da traffico sono definiti dagli Schemi di Carico descritti nel § 5.1.3.3.3, disposti su corsie convenzionali.

5.1.3.3.2 *Definizione delle corsie convenzionali*

Le larghezze w_l delle corsie convenzionali su una carreggiata ed il massimo numero (intero) possibile di tali corsie su di essa sono indicati nel prospetto seguente (Fig. 5.1.1 e Tab. 5.1.I).

Se non diversamente specificato, qualora la carreggiata di un impalcato da ponte sia divisa in due parti separate da una zona spartitraffico centrale, si distinguono i casi seguenti:

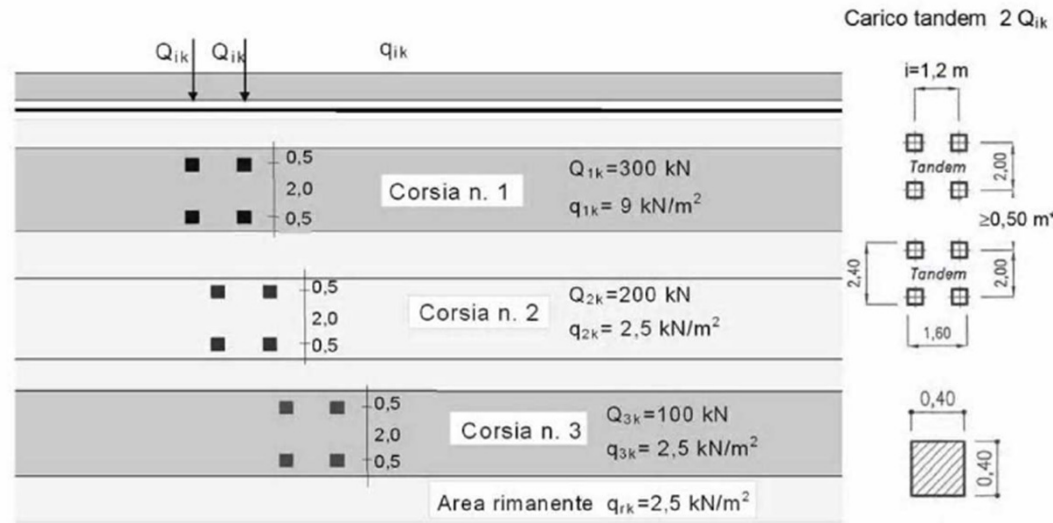
- a) se le parti sono separate da una barriera di sicurezza fissa, ciascuna parte, incluse tutte le corsie di emergenza e le banchine, è autonomamente divisa in corsie convenzionali.
- b) se le parti sono separate da barriere di sicurezza mobili o da altro dispositivo di ritenuta, l'intera carreggiata, inclusa la zona spartitraffico centrale, è divisa in corsie convenzionali.

Nota aggiunta successivamente alla presentazione:

una buona interpretazione che mi è stata suggerita è che sia nel caso a) che nel caso b) si disporranno autonomamente corsie di tipo 1,2,3 ed altro, con la differenza che nel caso b) si occupa anche la porzione occupata dallo spartitraffico mobile.

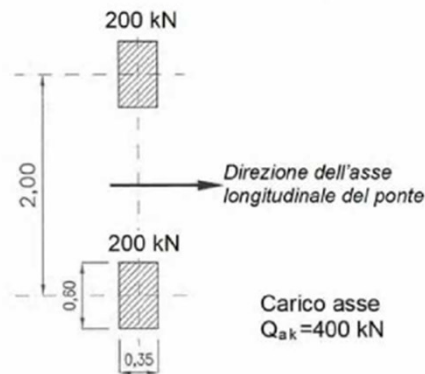
AZIONI SUI PONTI STRADALI

Schema di carico 1: verifiche GLOBALI e LOCALI

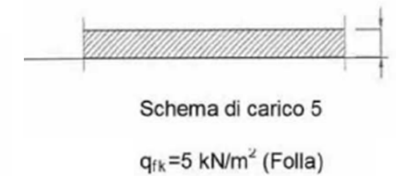
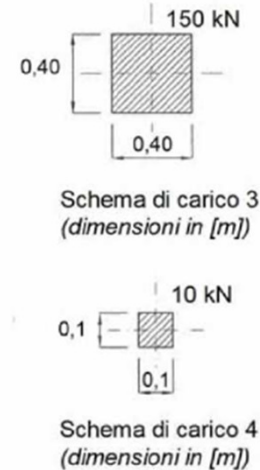


Schema di carico 5: folla comprensiva di effetti dinamici

Schema di carico 2: verifiche LOCALI

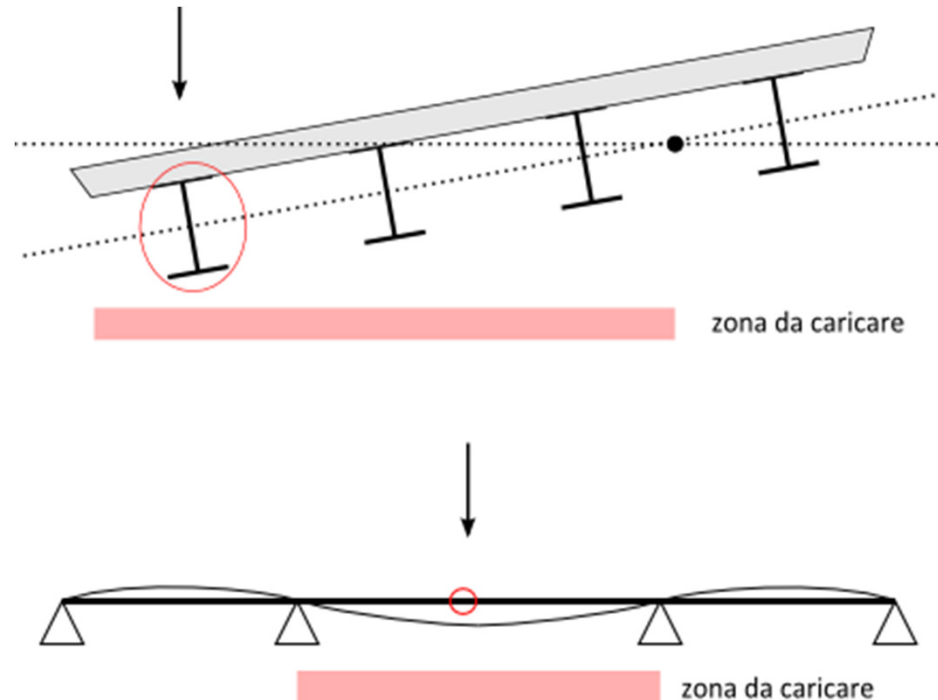


Schemi di carico 3 e 4: verifiche LOCALI sui marciapiedi

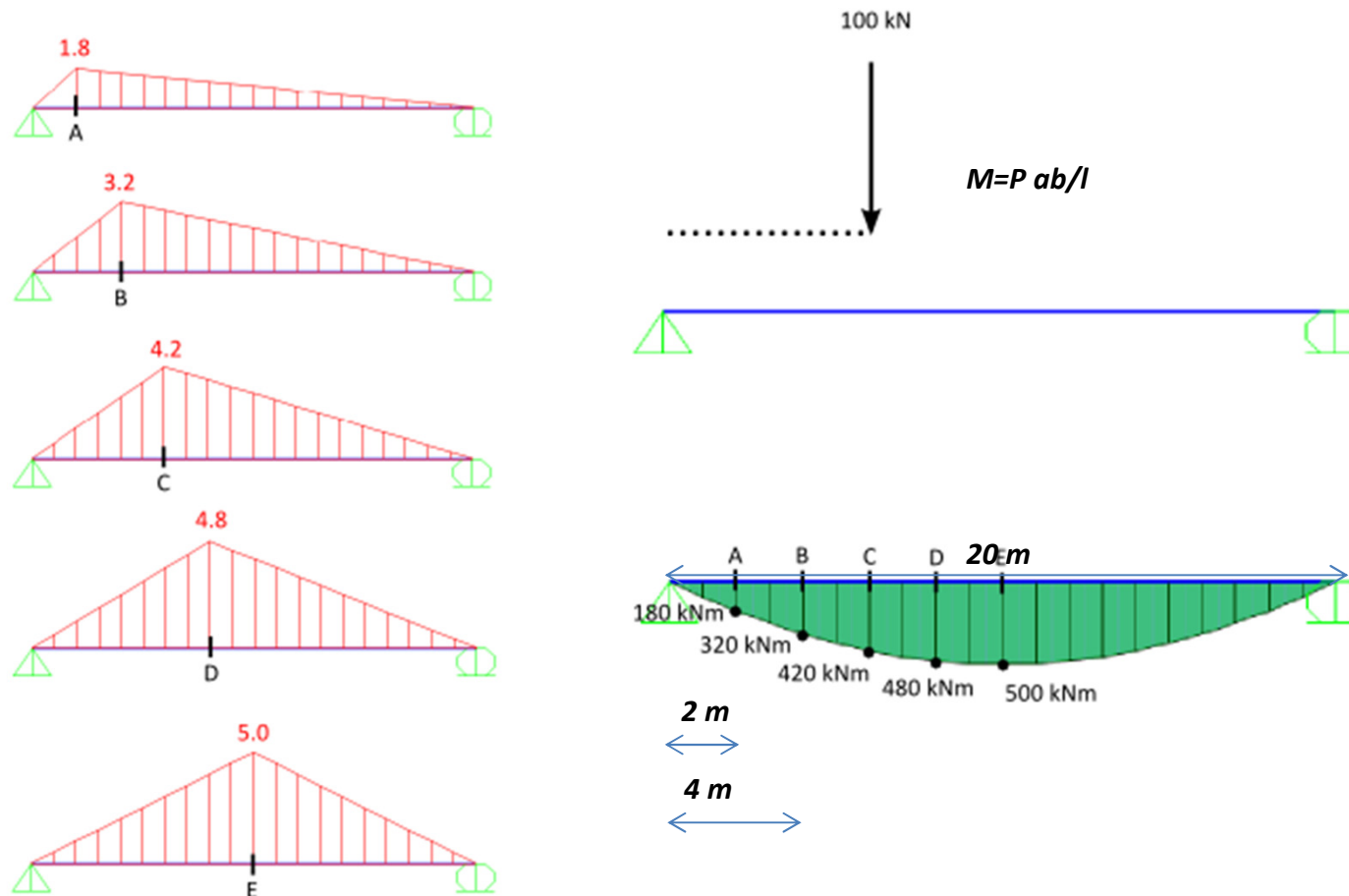


AZIONI SUI PONTI STRADALI

La disposizione e la numerazione delle corsie va determinata in modo da indurre le più sfavorevoli condizioni di progetto. Per ogni singola verifica il numero di corsie da considerare caricate, la loro disposizione sulla carreggiata e la loro numerazione vanno scelte in modo che gli effetti della disposizione dei carichi risultino i più sfavorevoli. La corsia che, caricata, dà l'effetto più sfavorevole è numerata come corsia Numero 1; la corsia che dà il successivo effetto più sfavorevole è numerata come corsia Numero 2, ecc.



LINEE DI INFLUENZA PER CARICHI MOBILI



Linea di influenza del Momento Flettente calcolato nella posizione E:
Rappresenta il valore del momento flettente, normalizzato rispetto al carico, letto nella stazione E per tutte le posizioni del carico mobile lungo l'asta.

AZIONI SUI PONTI STRADALI

5.1.3.5 Azione longitudinale di frenamento o di accelerazione: q_3

La forza di frenamento o di accelerazione q_3 è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n. 1 ed è uguale a

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0,6(2Q_{1k}) + 0,10q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN} \quad (5.1.4)$$

per i ponti di 1^a categoria ed a

$$144 \text{ kN} \leq q_3 = 0,6(2Q_{1k}) + 0,10 \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN} \quad (5.1.5)$$

per i ponti di 2^a categoria, essendo w_1 la larghezza della corsia e L la lunghezza della zona caricata. La forza, applicata a livello della pavimentazione ed agente lungo l'asse della corsia, è assunta uniformemente distribuita sulla lunghezza caricata e include gli effetti di interazione.

5.1.3.6 Azione centrifuga: Q_4

Nei ponti con asse curvo di raggio R (in metri) l'azione centrifuga corrispondente ad ogni colonna di carico si valuta convenzionalmente come indicato in Tab. 5.1.III, essendo $Q_v = \sum_i 2 \cdot Q_{ik}$ il carico totale dovuto agli assi tandem dello schema di carico 1 agenti sul ponte.

Il carico concentrato Q_4 , applicato a livello della pavimentazione, agisce in direzione normale all'asse del ponte.

Tabella 5.1.III - Valori caratteristici delle forze centrifughe

Raggio di curvatura [m]	Q_4 [kN]
$R < 200$	$0,2 \cdot Q_v$
$200 \leq R \leq 1500$	$40 \cdot Q_v / R$
$1500 \leq R$	0

AZIONI SUI PONTI STRADALI

Combinazioni di carico *secondo NTC 2008*

Combinazione per le verifiche con Sisma $E + G_k + \Sigma (\psi_{2i} Q_{ki})$ E az. sismica dovuta a: $G_k + \Sigma (\psi_{2i} Q_{ki})$	Combinazione per le verifiche senza Sisma $\gamma_{g1} G_1 + \gamma_{g2} G_2 + \gamma_q [Q_{1k} + \Sigma_{i=2,n} (\psi_{0i} Q_{ik})]$ $\gamma_g = 1,30$ $\gamma_q = \gamma_{g2} = 1,50$
--	---

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

Nel caso dei ponti, nelle espressioni 3.2.16 e 3.2.17 si assumerà per i carichi dovuti al transito dei mezzi $\psi_{2j} = 0,2$, quando rilevante.

AZIONI SUI PONTI STRADALI

Ai fini della determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico, si dovranno considerare, generalmente, le combinazioni riportate in Tab. 5.1.IV.

Tabella 5.1.IV – Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico

	Carichi sulla carreggiata					Carichi su marciapiedi e piste ciclabili
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
Gruppo di azioni	Modello principale (Schemi di carico 1, 2, 3, 4, 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura q_3	Forza centrifuga q_4	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione $2,5 \text{ kN/m}^2$
2 a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2 b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

(*) Ponti di 3^a categoria
 (**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)
 (***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

AZIONI SUI PONTI STRADALI

Tabella 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	γ_{e1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{e2}, \gamma_{e3}, \gamma_{e4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.
⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.
⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

AZIONI SUI PONTI STRADALI

Tabella 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

<i>Azioni</i>	<i>Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)</i>	<i>Coefficiente ψ_0 di combinazione</i>	<i>Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)</i>	<i>Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)</i>
<i>Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)</i>	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	----	0,75	0,0
5	0,0	0,0	0,0	
<i>Vento q_5</i>	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
<i>Neve q_5</i>	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
<i>Temperatura</i>	T_k	0,6	0,6	0,5

AZIONE SISMICA E METODI DI ANALISI

AZIONE SISMICA E METODI DI ANALISI

7.9.1 CAMPO DI APPLICAZIONE

Il presente capitolo tratta il progetto di ponti a pile e travate, queste ultime del tipo continuo su più pile o semplicemente appoggiate ad ogni campata e ad arco.

Le pile si intendono a fusto unico, con sezione trasversale di forma generica, piena o cava, mono o multicellulare. Anche pile in forma di portali sono trattabili con i criteri e le regole contenute in questo capitolo. Pile a geometria più complessa, ad es. a telaio spaziale, richiedono in generale criteri di progetto e metodi di analisi e verifica specifici.

Per ponti di tipologia diversa da quella indicata le ipotesi ed i metodi di calcolo devono essere adeguatamente documentati, con particolare riferimento al fattore di struttura adottato.

AZIONE SISMICA E METODI DI ANALISI

7.9.2 CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE

La struttura del ponte deve essere concepita e dimensionata in modo tale che sotto l'azione sismica di progetto per lo *SLV* essa dia luogo alla formazione di un meccanismo dissipativo stabile, nel quale la dissipazione sia limitata alle pile o ad appositi apparecchi dissipativi.

Il proporzionamento della struttura deve essere tale da favorire l'impegno plastico del maggior numero possibile di pile. Il comportamento inelastico dissipativo deve essere di tipo flessionale, con esclusione di possibili meccanismi di rottura per taglio.

Gli elementi ai quali non viene richiesta capacità dissipativa e devono, quindi, mantenere un comportamento sostanzialmente elastico sono: l'impalcato, gli apparecchi di appoggio, le strutture di fondazione ed il terreno da esse interessato, le spalle se sostengono l'impalcato attraverso appoggi mobili o deformabili. A tal fine si adotta il criterio della "gerarchia delle resistenze" descritto nel seguito per ogni caso specifico.

La cinematica della struttura deve essere tale da limitare l'entità degli spostamenti relativi tra le sue diverse parti. L'intrinseca incertezza che caratterizza la valutazione di tali spostamenti rende il loro assorbimento economicamente e tecnicamente impegnativo. In ogni caso, deve essere verificato che gli spostamenti relativi ed assoluti tra le parti siano tali da escludere martellamenti e/o perdite di appoggio.

AZIONE SISMICA E METODI DI ANALISI

7.9.2.1 Valori del fattore di struttura

I valori massimi del fattore di struttura q_0 per le due componenti orizzontali dell'azione sismica sono riportati in Tab. 7.9.I nella quale $\lambda(\alpha)=1$ se $\alpha \geq 3$ e $\lambda(\alpha)=(\alpha/3)^{0,5}$ per $3 > \alpha \geq 1$, essendo $\alpha=L/H$ dove L è la distanza della sezione di cerniera plastica dalla sezione di momento nullo ed H è la dimensione della sezione nel piano di inflessione della cerniera plastica.

Per gli elementi duttili in calcestruzzo armato, i valori di q_0 della Tab. 7.9.I valgono se la sollecitazione di compressione normalizzata v_k ottenuta dividendo lo sforzo di calcolo N_{Ed} per la resistenza a compressione semplice della sezione ($v_k = N_{Ed}/A_c f_{ck}$) non eccede il valore 0,3. La sollecitazione di compressione normalizzata non può superare il valore $v_k = 0,6$. Per valori di v_k intermedi tra 0,3 e 0,6, il valore di q_0 è dato da

$$q_0(v_k) = q_0 - \left[\frac{v_k}{0,3} - 1 \right] (q_0 - 1) \quad (7.9.1)$$

essendo q_0 il valore applicabile per $v_k \leq 0,3$.

$$q = q_0 \times K_R$$

I valori massimi q_0 del fattore di struttura sono da applicare alle singole pile, per ciascuna delle due direzioni principali, nei casi di ponti isostatici e all'intera opera, ma ancora separatamente per le due direzioni, nei casi di ponti a travata continua. Nel caso di ponti con elementi strutturali duttili di diverso tipo, si adotta, per ciascuna delle due direzioni, il fattore di struttura degli elementi di ugual tipo che contribuiscono in misura maggiore alla resistenza nei confronti delle azioni sismiche.

AZIONE SISMICA E METODI DI ANALISI

Tabella 7.9.I – Valori di q_0 .

Tipi di elementi duttili	q_0	
	CD"B"	CD"A"
Pile in cemento armato		
Pile verticali inflesse	1,5	3,5 λ
Elementi di sostegno inclinati inflessi	1,2	2,1 λ
Pile in acciaio:		
Pile verticali inflesse	1,5	3,5
Elementi di sostegno inclinati inflessi	1,2	2,0
Pile con controventi concentrici	1,5	2,5
Pile con controventi eccentrici	-	3,5
Spalle rigidamente connesse con l'impalcato		
In generale	1,5	1,5
Strutture che si muovono col terreno ⁷	1,0	1,0
Archi	1,2	2,0

AZIONE SISMICA E METODI DI ANALISI

Il requisito di regolarità e quindi l'applicabilità di un valore $K_R = 1$ può essere verificato a posteriori mediante il seguente procedimento:

- per ciascun elemento duttile si calcoli il rapporto: $r_i = q_0 M_{Ed,i} / M_{Rd,i}$ dove $M_{Ed,i}$ è il momento alla base dell'elemento duttile i -esimo prodotto dalla combinazione sismica di progetto e $M_{Rd,i}$ il corrispondente momento resistente;
- la geometria del ponte si considera "regolare" se il rapporto tra il massimo ed il minimo dei rapporti r_i , calcolati per le pile facenti parte del sistema resistente al sisma nella direzione considerata, risulta inferiore a 2 ($\tilde{r} = r_{i,max} / r_{i,min} < 2$).

Nel caso risulti $\tilde{r} \geq 2$, l'analisi deve essere ripetuta utilizzando il seguente valore ridotto di K_R

$$K_R = 2 / \tilde{r} \quad (7.9.2)$$

e comunque assumendo sempre $q = q_0 \cdot K_R \geq 1$.

Ai fini della determinazione di r_{max} e r_{min} nella direzione orizzontale considerata si possono escludere le pile la cui resistenza a taglio non ecceda il 20% della resistenza sismica totale diviso il numero degli elementi resistenti.

Per ponti a geometria irregolare (ad esempio con angolo di obliquità maggiore di 45° , con raggio di curvatura molto ridotto, ecc.) si adotta un fattore globale di struttura q pari a 1,5. Valori maggiori di 1,5, e comunque non superiori a 3,5, possono essere adottati solo qualora le richieste di duttilità vengano verificate mediante analisi non lineare.

AZIONE SISMICA E METODI DI ANALISI

7.9.4 ANALISI STRUTTURALE

Per i metodi di analisi si fa riferimento al § 7.3, salvo quanto specificato al successivo § 7.9.4.1. Quando si utilizzano i metodi lineari, l'incremento delle sollecitazioni flettenti nelle zone critiche per effetto delle non linearità geometriche possono essere prese in conto mediante l'espressione semplificata:

$$\Delta M = d_{Ed} \cdot N_{Ed} \quad (7.9.4)$$

dove d_{Ed} è lo spostamento valutato nella situazione sismica di progetto in accordo con quanto specificato nel § 7.3.3.3 e N_{Ed} è la forza assiale di progetto.

AZIONE SISMICA E METODI DI ANALISI

7.9.4.1 Analisi statica lineare

I requisiti necessari per applicare l'analisi statica lineare possono ritenersi soddisfatti nei casi seguenti:

- a) per entrambe le direzioni longitudinale e trasversale, in ponti a travate semplicemente appoggiate e purché la massa efficace di ciascuna pila non sia superiore ad $1/5$ della massa di impalcato da essa portata;
- b) nella direzione longitudinale, per ponti rettilinei a travata continua e purché la massa efficace complessiva delle pile facenti parte del sistema resistente al sisma non sia superiore ad $1/5$ della massa dell'impalcato;
- c) nella direzione trasversale, per ponti che soddisfino la condizione b) e siano simmetrici rispetto alla mezzeria longitudinale, o abbiano un'eccentricità non superiore al 5% della lunghezza del ponte. L'eccentricità è la distanza tra baricentro delle masse e centro delle rigidezze delle pile facenti parte del sistema resistente al sisma nella direzione trasversale.

Per pile a sezione costante la massa efficace può essere assunta pari alla massa della metà superiore della pila.

AZIONE SISMICA E METODI DI ANALISI

7.9.5.1 Criterio di gerarchia delle resistenze

Il fattore γ_{Rd} (fattore di “sovrarresistenza”) viene calcolato mediante l’espressione:

$$\gamma_{Rd} = 0,7 + 0,2q \geq 1 \quad (7.9.7)$$

nella quale q è il valore del fattore di struttura utilizzato nel calcolo. Nel caso di sezioni in cemento armato con armatura di confinamento, quando il rapporto ν_k tra la forza assiale e la resistenza a compressione della sezione di calcestruzzo eccede 0,1, il fattore di sovrarresistenza va moltiplicato per $1 + 2(\nu_k - 0,1)^2$.

Per le sollecitazioni che derivano da appoggi scorrevoli o elastomerici si utilizza un fattore di sovrarresistenza pari a $\gamma_{Rd} = 1,30$.

Le sollecitazioni calcolate a partire dai momenti resistenti amplificati, incrementati dell’effetto dei carichi permanenti distribuiti sugli elementi, ovvero ottenute con il criterio della gerarchia delle resistenze, si indicano con l’indice “gr”, ad es. F_{gr} .

AZIONE SISMICA E METODI DI ANALISI

7.9.5.2.1 *Verifiche a presso-flessione*

Nelle sezioni comprese nelle zone critiche deve risultare:

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} \quad (7.9.8)$$

nella quale:

M_{Ed} è il momento flettente (accompagnato dalla sollecitazione assiale e dal momento flettente in direzione ortogonale) derivante dall'analisi;

M_{Rd} è il momento resistente della sezione, calcolato tenendo conto della sollecitazione assiale e del momento ortogonale agenti.

Nelle sezioni poste al di fuori delle zone critiche deve risultare:

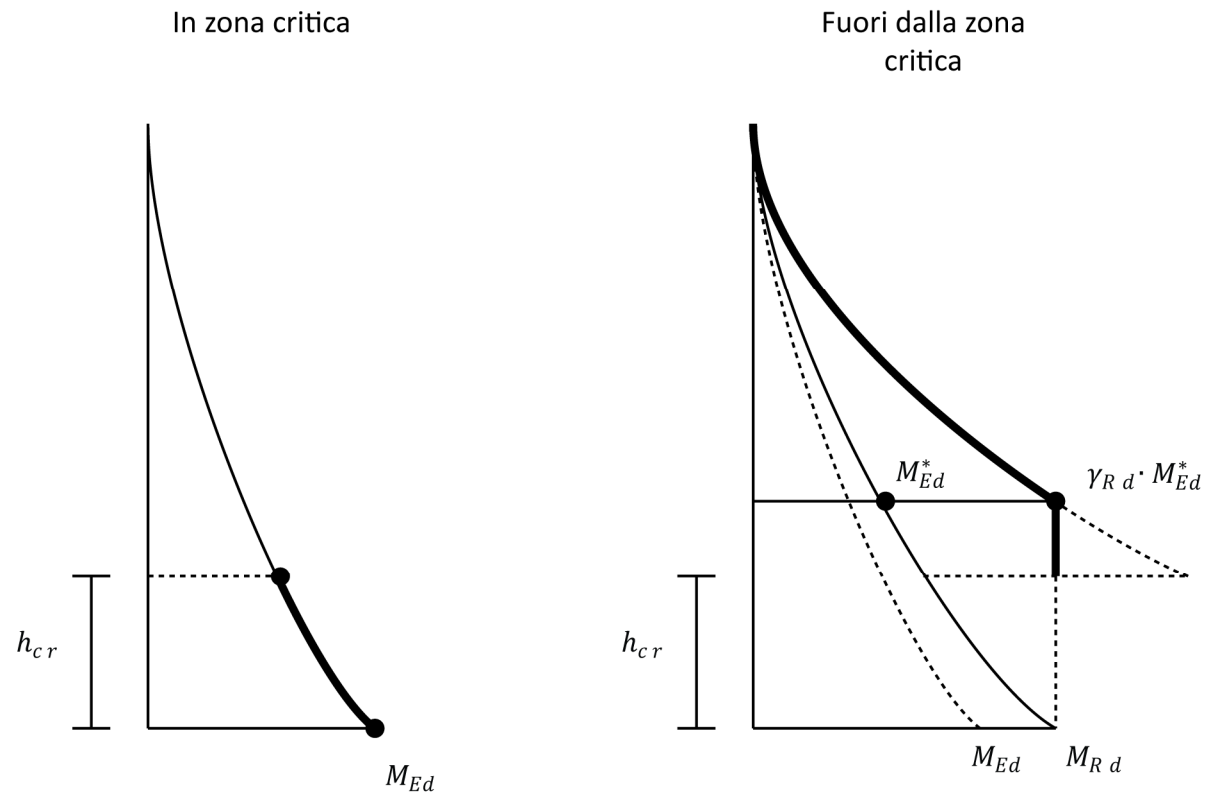
$$M_{gr} \leq M_{Rd} \quad (7.9.9)$$

nella quale

M_{gr} è il momento flettente agente (accompagnato dalla sollecitazione assiale e dal momento flettente in direzione ortogonale) calcolato come descritto al § 7.9.5.1.

Qualora, al di fuori delle zone critiche delle pile, il momento flettente M_{gr} superi il valore M_{Rd} della cerniera stessa, si adotta quest'ultimo al posto di M_{gr} .

AZIONE SISMICA E METODI DI ANALISI



Nei grafici soprastanti è visibile la procedura di involuppo dei momenti da utilizzare per l'applicazione della gerarchia delle resistenze sulle pile. Come si può vedere i momenti di calcolo della porzione fuori dalla zona critica, vengono aumentati per garantire il raggiungimento di formazione di cerniera plastica al piede e permettere che la restante pila rimanga elastica.

AZIONE SISMICA E METODI DI ANALISI

7.9.5.2.2 Verifiche a taglio

Le sollecitazioni di progetto devono essere calcolate sulla base della gerarchia delle resistenze. I valori di resistenza degli elementi in calcestruzzo armato devono essere divisi per un fattore di sicurezza aggiuntivo nei confronti della rottura fragile calcolato sulla base del taglio di calcolo V_{Ed} e del taglio di progetto per la gerarchia della resistenza $V_{gr,o}$

$$1 \leq \gamma_{Rd} = 1,25 + 1 - q \cdot \frac{V_{Ed}}{V_{gr,o}} \leq 1,25 \quad (7.9.10)$$

In assenza di calcoli più accurati, per sezioni circolari di calcestruzzo di raggio r in cui l'armatura sia distribuita su una circonferenza di raggio r_s , l'altezza utile della sezione ai fini del calcolo della resistenza a taglio può essere calcolata come

$$d = r + \frac{2r}{\pi} \quad (7.9.11)$$

Il braccio delle forze interne può essere assunto pari a $z=0,9d$.

Nelle zone critiche, l'angolo di inclinazione delle bielle di calcestruzzo compresso deve essere assunto pari a 45° . Le dimensioni della sezione sono da riferirsi al solo nucleo confinato di calcestruzzo. Per elementi tozzi, con $\alpha < 2,0$ (si veda § 7.9.2.1), deve essere effettuata anche la verifica a scorrimento.

AZIONE SISMICA E METODI DI ANALISI

7.9.5.3 Impalcato

Il criterio di dimensionamento per l'impalcato è che esso non subisca danni per le azioni corrispondenti allo *SLV* ossia per effetto delle massime sollecitazioni indotte dalla azione sismica di progetto.

La verifica di resistenza risulta in generale superflua nella direzione longitudinale per ponti ad asse rettilineo o con curvatura poco pronunciata, salvo effetti locali nelle zone di collegamento con gli apparecchi d'appoggio.

In direzione trasversale, le azioni di calcolo si ottengono con il criterio della GR.

In particolare, in sommità della generica pila i si ha una sollecitazione di taglio data da:

$$V_{gr,i} = V_{E,i} \cdot \frac{\gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,i}}{M_{E,i}} \leq V_{E,i} \cdot q \quad (7.9.12)$$

nella quale $V_{E,i}$ è il valore dello sforzo di taglio ottenuto dall'analisi, $M_{E,i}$ il corrispondente momento flettente alla base della pila, ed $M_{Rd,i}$ l'effettivo momento resistente alla base della pila.

Se la pila trasmette anche momenti all'impalcato, i valori da assumere per la verifica di quest'ultimo sono dati dai valori dei momenti resistenti delle membrature che li trasmettono, moltiplicati per il fattore di sovraresistenza γ_{Rd} .

Per azione sismica diretta trasversalmente al ponte, quando si verifica l'impalcato con il criterio della gerarchia delle resistenze, deve essere considerata la riduzione della sua rigidità torsionale.

In direzione verticale, la verifica dell'impalcato deve essere eseguita nei casi indicati al § 7.2.1, assumendo per l'azione sismica il valore $q = 1$.

AZIONE SISMICA E METODI DI ANALISI

7.9.5.4.1 Apparecchi di appoggio fissi

Gli apparecchi d'appoggio fissi devono essere dimensionati con il criterio della GR. Essi devono quindi essere in grado di trasmettere, mantenendo la piena funzionalità, forze orizzontali tali da produrre, nella o nelle sezioni critiche alla base della pila, un momento flettente pari a: $\gamma_{Rd} \cdot M_{Rd}$, dove M_{Rd} è il momento resistente della o delle sezioni critiche. Questa verifica può essere eseguita in modo indipendente per le due direzioni dell'azione sismica.

Le forze determinate come sopra possono risultare superiori a quelle che si ottengono dall'analisi ponendo $q = 1$; in tal caso per il progetto degli apparecchi è consentito adottare queste ultime.

Per il progetto degli apparecchi fissi posti sulle spalle vale quanto indicato al § 7.9.5.6.

7.9.5.4.2 Apparecchi d'appoggio mobili

Gli apparecchi di appoggio mobili devono consentire, mantenendo la piena funzionalità, gli spostamenti massimi in presenza dell'azione sismica di progetto calcolati come indicato nel § 7.3.

AZIONE SISMICA E METODI DI ANALISI

7.9.5.4.4 *Lunghezze di sovrapposizione*

Nelle zone di appoggio dove è previsto un movimento relativo tra elementi diversi della struttura (impalcato-pila, impalcato-spalle, seggiole ‘Gerber’, ecc.) deve essere comunque disponibile una lunghezza di sovrapposizione tra le parti che si sovrappongono.

Il valore minimo di tale lunghezza è dato dall’espressione:

$$l_s = l_m + d_{eg} + d_{Ed} \quad (7.9.13)$$

nella quale

l_m è il valore necessario per disporre l’apparecchio di appoggio, purché non inferiore a 400 mm

d_{eg} è lo spostamento relativo tra le parti dovuto agli spostamenti relativi del terreno, da valutare secondo il § 3.2.5.2.

d_{Ed} è lo spostamento relativo totale tra le parti, pari allo spostamento d_E prodotto dall’azione sismica di progetto, calcolato come indicato in § 7.3.

AZIONE SISMICA E METODI DI ANALISI

7.9.5.5 Pile

Nelle sezioni in cui è prevista la formazione di cerniere plastiche, generalmente rappresentate dalla sola sezione alla base della pila, il momento di calcolo è quello proveniente direttamente dall'analisi.

Dopo aver progettato le sezioni critiche (ad es. la sezione di base e la sezione di sommità) il diagramma dei momenti di calcolo per le altre sezioni si ottiene ponendo nelle sezioni critiche i valori $\gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,i}$.

Le sollecitazioni di taglio di calcolo si ottengono con il criterio della GR.

Per una pila incernierata in sommità il criterio conduce al valore della sollecitazione di taglio di calcolo:

$$V_{gr,i} = V_{E,i} \cdot \frac{\gamma_{Rd} M_{Rd,i}}{M_{E,i}} \quad (7.9.14)$$

in cui i simboli hanno il significato già visto nel § 7.9.5.3.

L'espressione precedente si estende direttamente al caso della pila doppiamente incastrata alle estremità.

AZIONE SISMICA E METODI DI ANALISI

7.9.5.6 Spalle

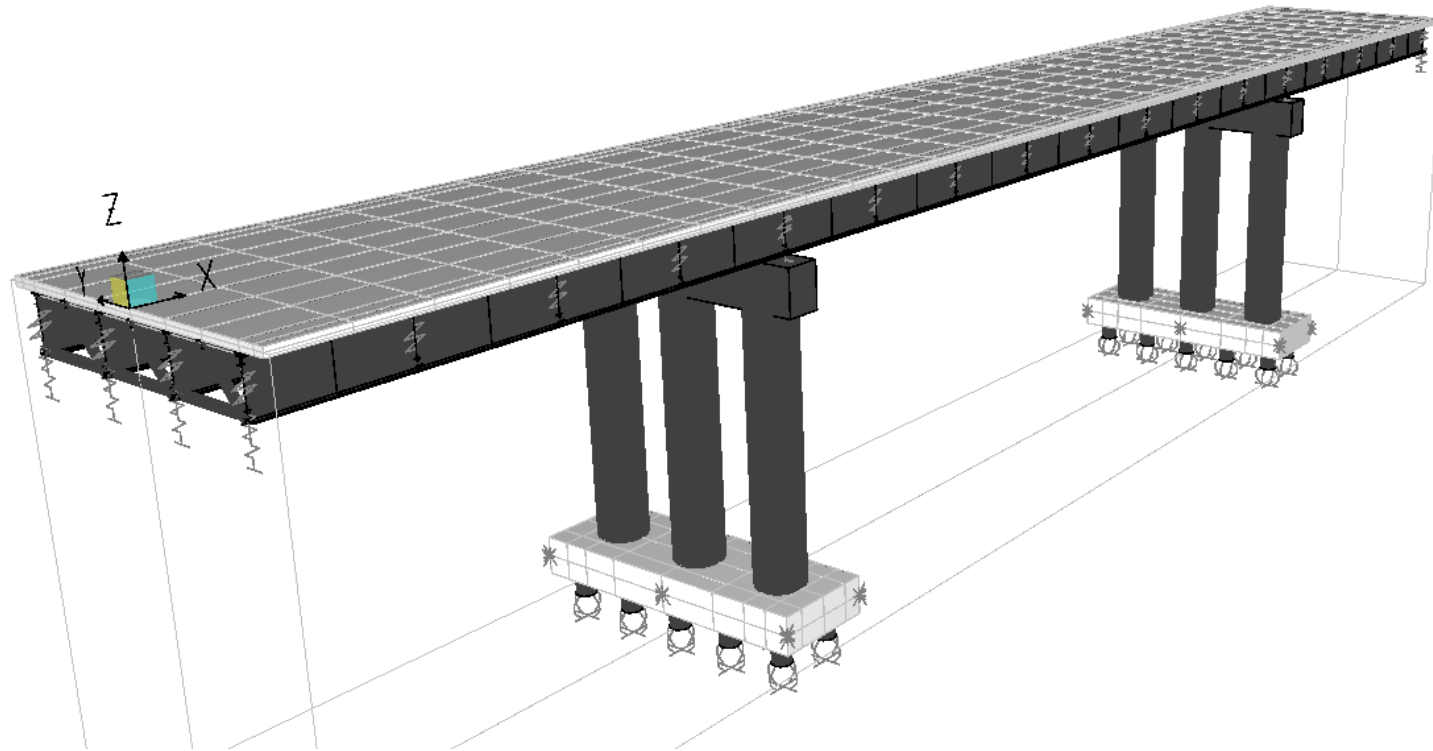
Le spalle dei ponti devono essere progettate in modo che tutte le parti componenti non subiscano danni che ne compromettano la completa funzionalità sotto l'azione sismica relativa allo SLV.

La verifica sismica delle spalle può venire eseguita, a titolo di accettabile semplificazione, separatamente per la direzione trasversale e per quella longitudinale.

Il modello da adottare per l'analisi delle spalle dipende dal grado di accoppiamento con l'impalcato che esse sostengono (vedi §§ 7.9.5.6.1 e 7.9.5.6.2).

ESEMPIO APPLICATIVO DI MODELLAZIONE

ESEMPIO DI MODELAZIONE



Ponte 3 campate: 20m; 40m; 20m.
Larghezza impalcato 11.5m
Travi in acciaio, sezione mista.

BRIDGE MODELER

Bridge Modeler Wizard

Bridge Modeler

Currently Defined Items

- + Layout Lines
- + Material Properties
- + Frame Section Properties
- + Link Properties
- + Deck Sections
- + Diaphragms
- + Restrainers
- + Bearings
- + Foundation Springs
- + Abutments
- + Bents
- + Point Loads
- + Line Loads
- + Area Loads
- + Temperature Gradients
- + Bridge Objects
- + Parametric Variations
- + Lanes
- + Vehicles
- + Vehicle Classes
- + Response Spectrum Functions
- + Time History Functions
- + Load Patterns
- + Load Case

Step 1: Introduction

The bridge wizard walks you through all of the steps required to create a bridge object model. As shown in the summary table below:

- Step 2 defines the bridge layout line, that is, the horizontal and vertical alignment of the bridge.
- Step 3 defines basic properties and step 4 defines bridge-specific properties.
- Steps 5 through 7 define the bridge object and make all of its associated assignments
- Step 8 creates an object-based model from the bridge object definition.
- Steps 9 through 13 define analysis items and parameters including lanes, vehicles, load cases and desired output items.

Click on any row in the summary table to jump to the associated step. After

Summary Table

Step	Item	Description	Note
1		Introduction	
2		Layout Line	Required
3		Basic Properties	
	3.1	Materials	Required
	3.2	Frame Sections	
	3.3	Links	Advanced
4		Bridge Component Properties	
	4.1	Deck Sections	Required
	4.2	Diaphragms	
	4.3	Restrainers	
	4.4	Bearings	Required
	4.5	Foundation Springs	Required
	4.6	Abutments	Required

Form Layout

Step: 1

Close Wizard

BRIDGE MODELER

Bridge Layout Line Data

Bridge Layout Line Name: Coordinate System:

Shift Layout Line: Units:

Plan View (X-Y Projection)

Station: Bearing: Radius: Grade:

X: Y: Z:

Coordinates of Initial Station

Global X: Global Y: Global Z:

Initial and End Station Data

Initial Station (m): Initial Bearing: Initial Grade in Percent: End Station (m):

Horizontal Layout Data

Define Layout Data

Layout Data Selection

Straight - Straight

Curve Right - Straight

Curve Left - Straight

Straight - Curve Right - Straight

Straight - Curve Left - Straight

Straight - Curve Right - Straight - Curve Right - Straight

Straight - Curve Left - Straight - Curve Left - Straight

Straight - Curve Right - Straight - Curve Left - Straight

Straight - Curve Left - Straight - Curve Right - Straight

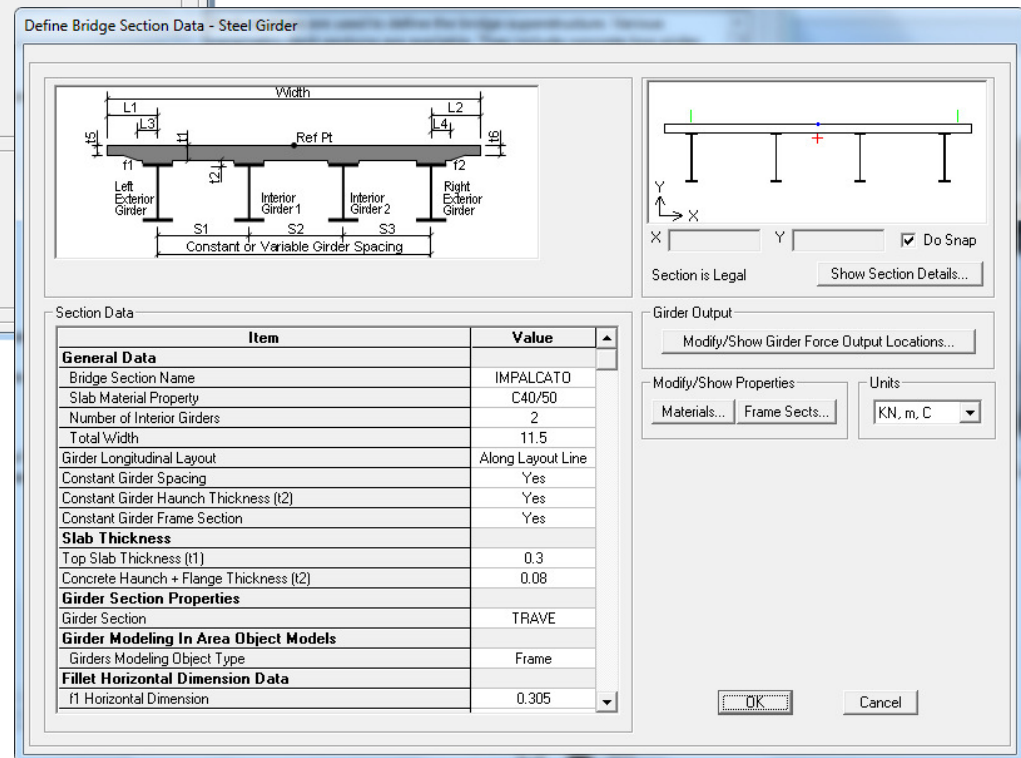
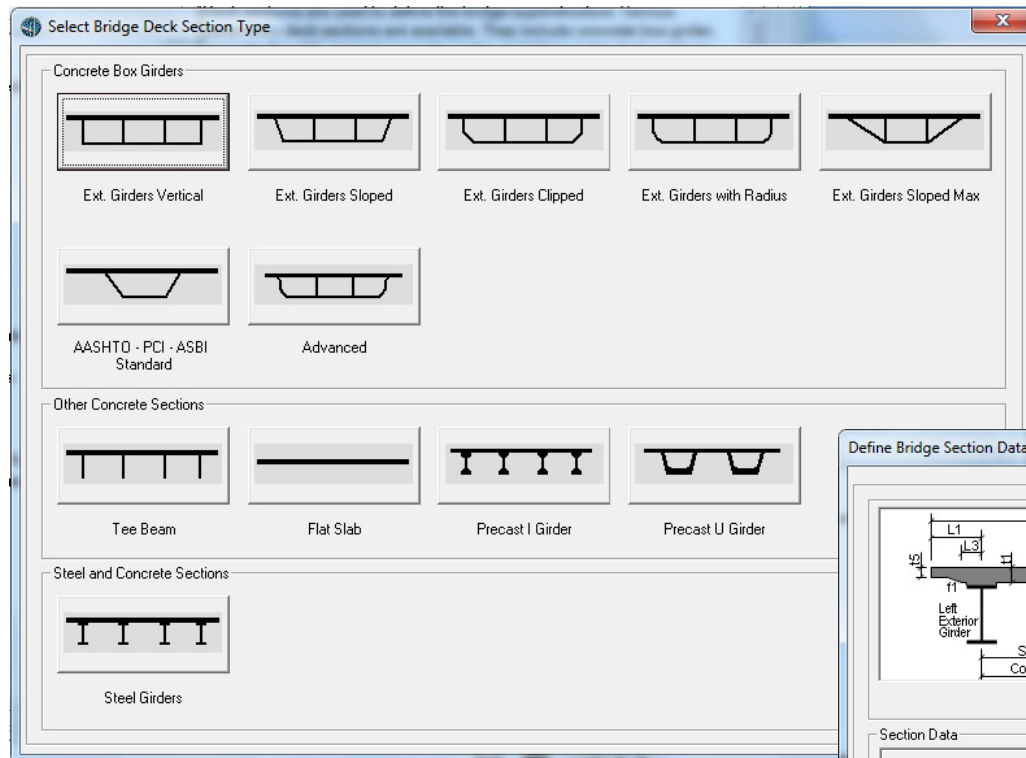
Curve Right

Curve Left

Straight - Curve Right

Straight - Curve Left

BRIDGE MODELER



BRIDGE MODELER

Bridge Diaphragm Property

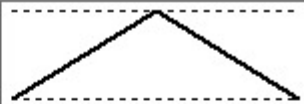
Diaphragm Name:

Select Diaphragm Type

Solid (Applies to Concrete Bridges Only)
 Chord and Brace (Applies to Steel Bridges Only)
 Single Beam (Applies to Steel Bridges Only)

Chord and Brace Diaphragm Parameters

Include Top Chord
 Include Brace
 V Brace
 Inverted V Brace
 X Brace



Include Bottom Chord

Brace Work Point Location

Elevation Change From Top Work Point to Top of Adjacent Girder:

Elevation Change From Bottom Work Point to Bottom of Adjacent Girder:

Bridge Bent Data

Bridge Bent Name: Units:

Girder Support Condition

Integral
 Connect to Girder Bottom Only

Bent Data

Cap Beam Length:

Number of Columns:

Cap Beam Section:

Bent Type

Single Bearing Line (Continuous Superstructure)
 Double Bearing Line (Discontinuous Superstructure)

Bridge Bent Column Data

Bridge Bent Name: Units:

Modify/Show Properties:

Column Data

Column	Section	Distance	Height	Angle	Base Support
1	COLONNA	1.5	12.	0.	BFSP1
2	COLONNA	5.5	12.	0.	BFSP1
3	COLONNA	9.5	12.	0.	BFSP1

Notes:

- The distance is measured from the left end of the cap beam to the center of the column.
- The column height is measured from the midheight of the cap beam to the bottom of the column.
- The column angle is measured in degrees counterclockwise from a line parallel to the bent to the column local 2 axis.

Moment Releases at Top of Column

Column	R1 Release	R2 Release	R3 Release	R1 Stiffness	R2 Stiffness	R3 Stiffness
1	Fixed	Fixed	Fixed			
2	Fixed	Fixed	Fixed			
3	Fixed	Fixed	Fixed			

BRIDGE MODELER

Bridge Object Data

Bridge Object Name: PONTE Layout Line Name: BLL1 Coordinate System: GLOBAL Units: KN, m, C

Define Bridge Object Reference Line

Span Label	Station m	Span Type
Start Abutment	0.	Start Abutment
Start Abutment	0.	Start Abutment
span 1	20.	Full Span to End Bent
span 2	60.	Full Span to End Bent
span 3	80.	Full Span to End Abutment

Modify/Show Assignments

- Spans
- User Discretization Points
- Abutments
- Bents
- In-Span Hinges (Expansion Jt)
- In-Span Cross Diaphragms
- Superelevation
- Prestress Tendons
- Girder Rebar
- Staged Construction Groups
- Point Load Assigns
- Line Load Assigns

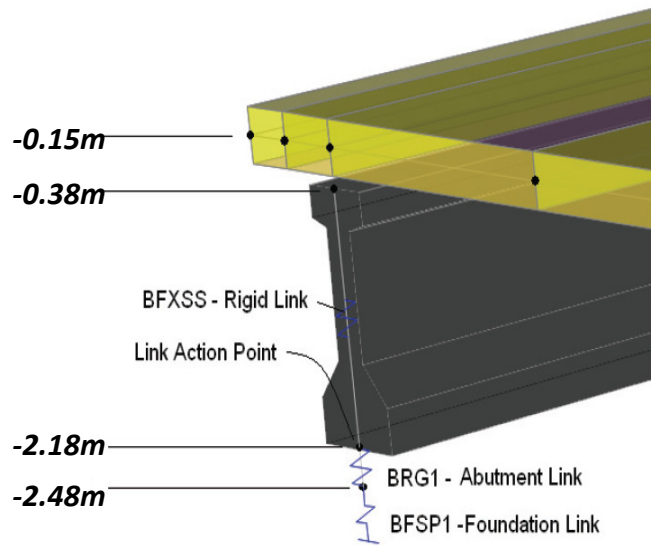
Note: 1. Bridge object location is based on bridge section insertion point following specified layout line.

Bridge Object Plan View (X-Y Projection)

Show Enlarged Sketch...

OK Cancel

BRIDGE MODELER



Bridge Object Bent Assignments

Bridge Object Name: PONTE Units: KN, m, C

Specify Bent Considered

Bent Is At the End of This Span: span 1

Bent Is At This Station: 20.

Superstructure Assignment

Superstructure Continuity Condition: Continuous

Mesh Superstructure to Match Bent Bearing: Yes

Diaphragm Property: TRAVERSO

Bearing Assignment

Bearing Property: FISSO_T_L

Restrainer Property at Bearing: None

Elevation (At Layout Line, Global Z): -2.18

Rotation Angle from Bridge Default: 0.

Girder-By-Girder Bearing Overwrites

Modify/Show Overwrites... No Overwrites Exist

Bent Assignment

Bent Property: PILA

Bent Direction (Bearing Angle): Default

Bent Location

Elevation (Global Z): -2.48

Horizontal Offset: 0.

Note: Horizontal offset is from bridge layout line to midlength of cap beam.

OK Cancel

BRIDGE MODELER

Define Bridge Bearings

Bridge Bearings

- FISSO_L
- FISSO_T
- FISSO_T L

Click to:

Add New Bridge Bearing...

Add Copy of Bridge Bearing...

Modify/Show Bridge Bearing...

Delete Bridge Bearing

Bridge Bearing Data

Bridge Bearing Name: Units:

Bridge Bearing Is Defined By:

Link/Support Property

User Definition

User Bearing Properties

DOF/Direction	Release Type	Stiffness
Translation Vertical (U1)	Fixed	
Translation Normal to Layout Line (U2)	Free	
Translation Along Layout Line (U3)	Fixed	
Rotation About Vertical (R1)	Free	
Rotation About Normal to Layout Line (R2)	Free	
Rotation About Layout Line (R3)	Free	

Bridge Bearing Data

Bridge Bearing Name: Units:

Bridge Bearing Is Defined By:

Link/Support Property

User Definition

User Bearing Properties

DOF/Direction	Release Type	Stiffness
Translation Vertical (U1)	Fixed	
Translation Normal to Layout Line (U2)	Fixed	
Translation Along Layout Line (U3)	Free	
Rotation About Vertical (R1)	Free	
Rotation About Normal to Layout Line (R2)	Free	
Rotation About Layout Line (R3)	Free	

Bridge Bearing Data

Bridge Bearing Name: Units:

Bridge Bearing Is Defined By:

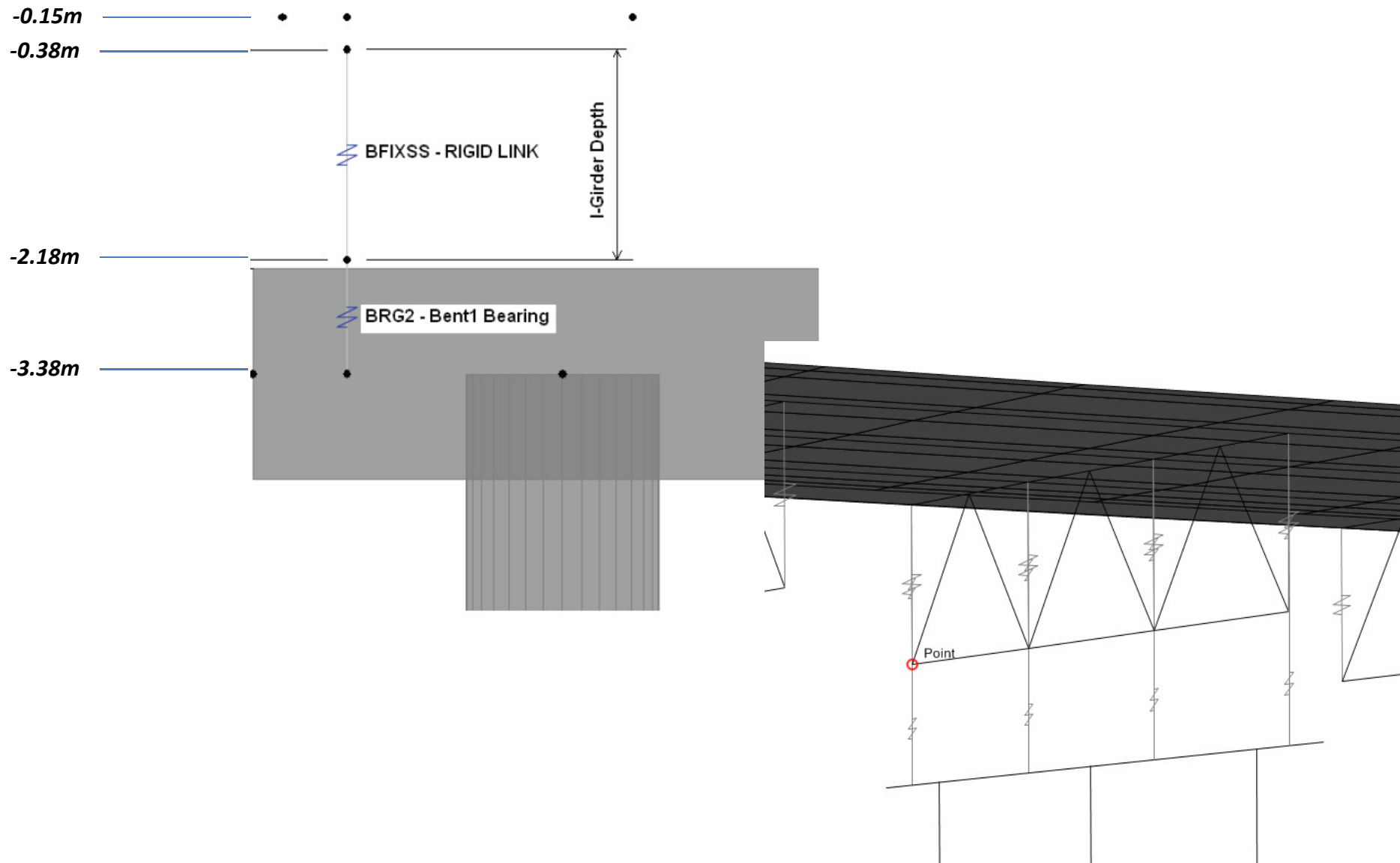
Link/Support Property

User Definition

User Bearing Properties

DOF/Direction	Release Type	Stiffness
Translation Vertical (U1)	Fixed	
Translation Normal to Layout Line (U2)	Fixed	
Translation Along Layout Line (U3)	Fixed	
Rotation About Vertical (R1)	Free	
Rotation About Normal to Layout Line (R2)	Free	
Rotation About Layout Line (R3)	Free	

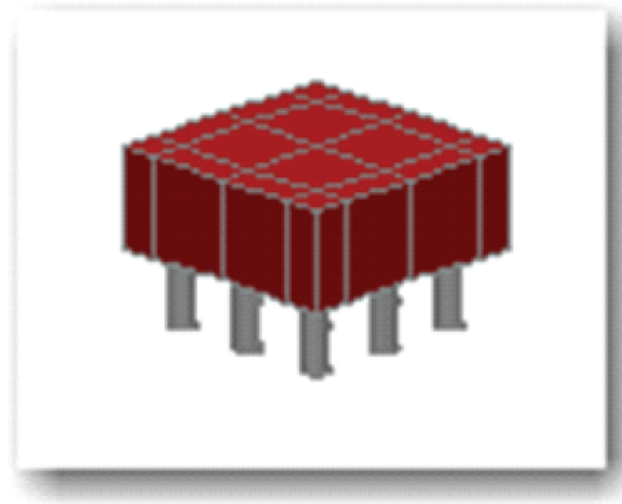
BRIDGE MODELER



BRIDGE MODELER

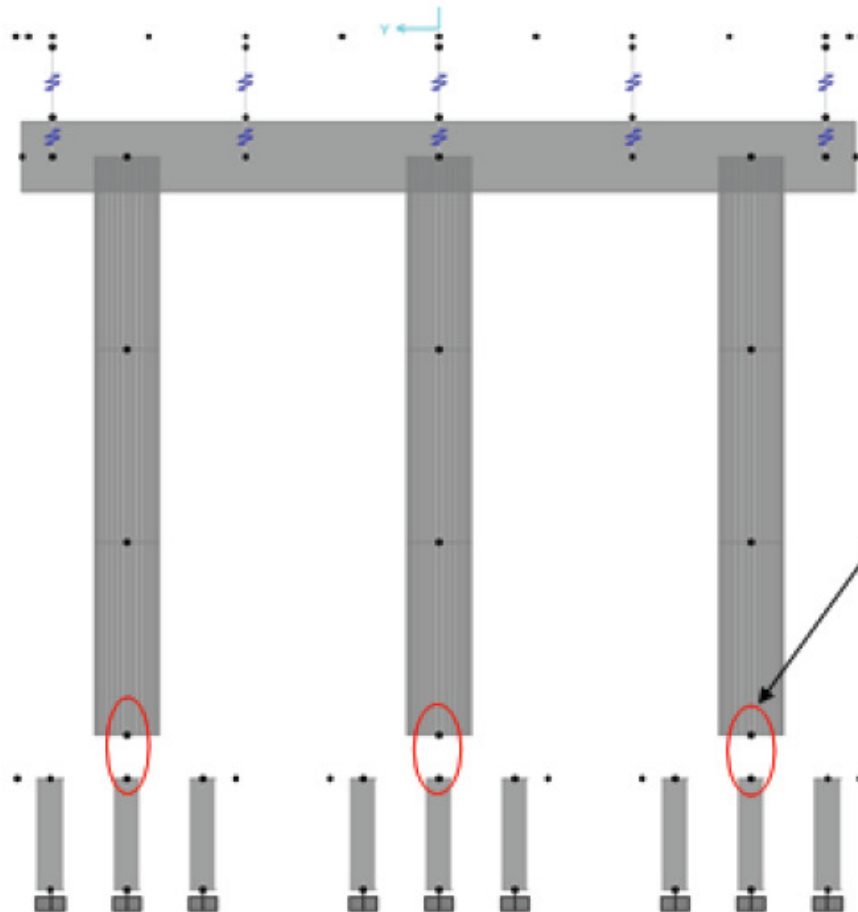
Sebbene non sia necessario includere gli elementi di fondazione (le fondazioni possono essere modellate come vincoli fissi, cerniere o parzialmente fissi alla base delle colonne), nell'esempio verranno inseriti i pali con una lunghezza equivalente alla rigidità degli stessi.

- Point of fixity $(EI/f)^{1/5}$
- $K_{\delta} = EI/T^3$
- $K_{\theta} = EI/T$
- $K_{\delta\theta} = EI/T^2$
- f = yield calculated from an average spt blow count N .
- T = 5.1 feet; this effective length is used in modeling the bridge foundation.



BRIDGE MODELER

CONNESSIONE PILA - FONDAZIONE



Le basi delle colonne, costituenti le pile, sono connesse alle zattere con un vincolo interno di tipo weld.

BRIDGE MODELER

SORGENTE DELLE MASSE

Define Mass Source

Mass Definition

From Element and Additional Masses

From Loads

From Element and Additional Masses and Loads

Define Mass Multiplier for Loads

Load	Multiplier
BINDER	1.
BINDER	1.
ALTRO	1.

Add

Modify

Delete

OK Cancel

BRIDGE MODELER

Update Bridge Structural Model

Select a Bridge Object and Action

Bridge Object: PONTE Action: Update Linked Model

Modify/Show Selected Bridge Object...

Discretization Information

Maximum Segment Length for Deck Spans: 3

Maximum Segment Length for Bent Cap Beams: 3

Maximum Segment Length for Bent Columns: 3

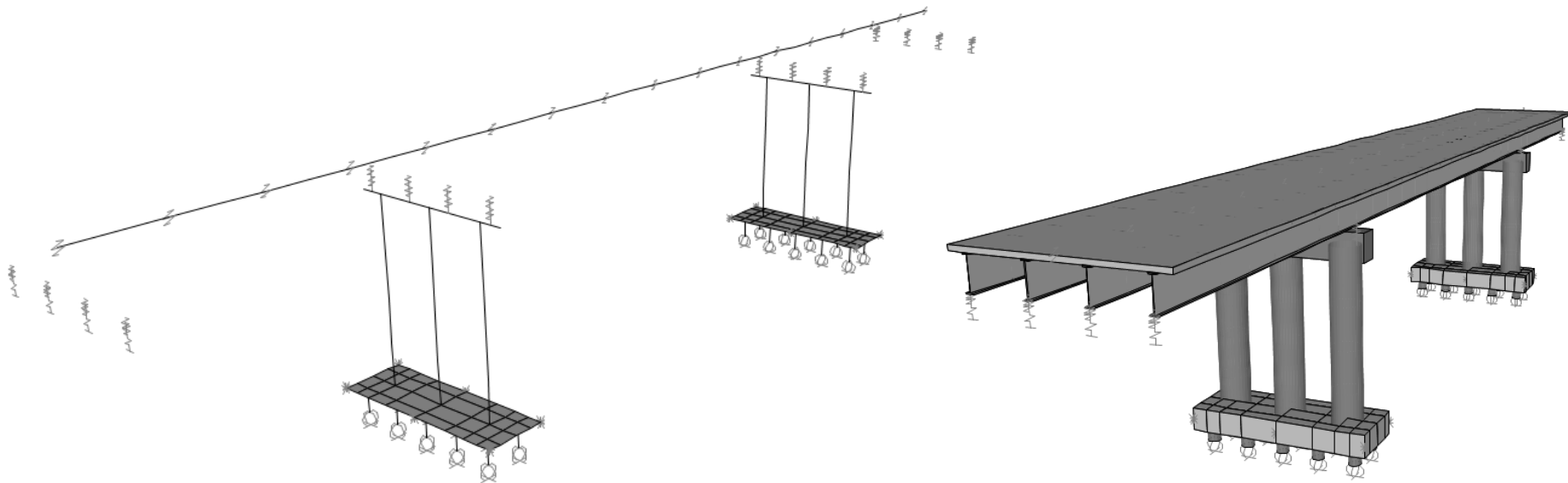
Structural Model Options

Update as Spine Model Using Frame Objects

Update as Area Object Model
Preferred Maximum Submesh Size: []

Update as Solid Object Model
Preferred Maximum Submesh Size: []

OK Cancel



BRIDGE MODELER

Update Bridge Structural Model

Select a Bridge Object and Action

Bridge Object: PONTE Action: Update Linked Model

Modify/Show Selected Bridge Object...

Discretization Information

Maximum Segment Length for Deck Spans: 3

Maximum Segment Length for Bent Cap Beams: 3

Maximum Segment Length for Bent Columns: 3

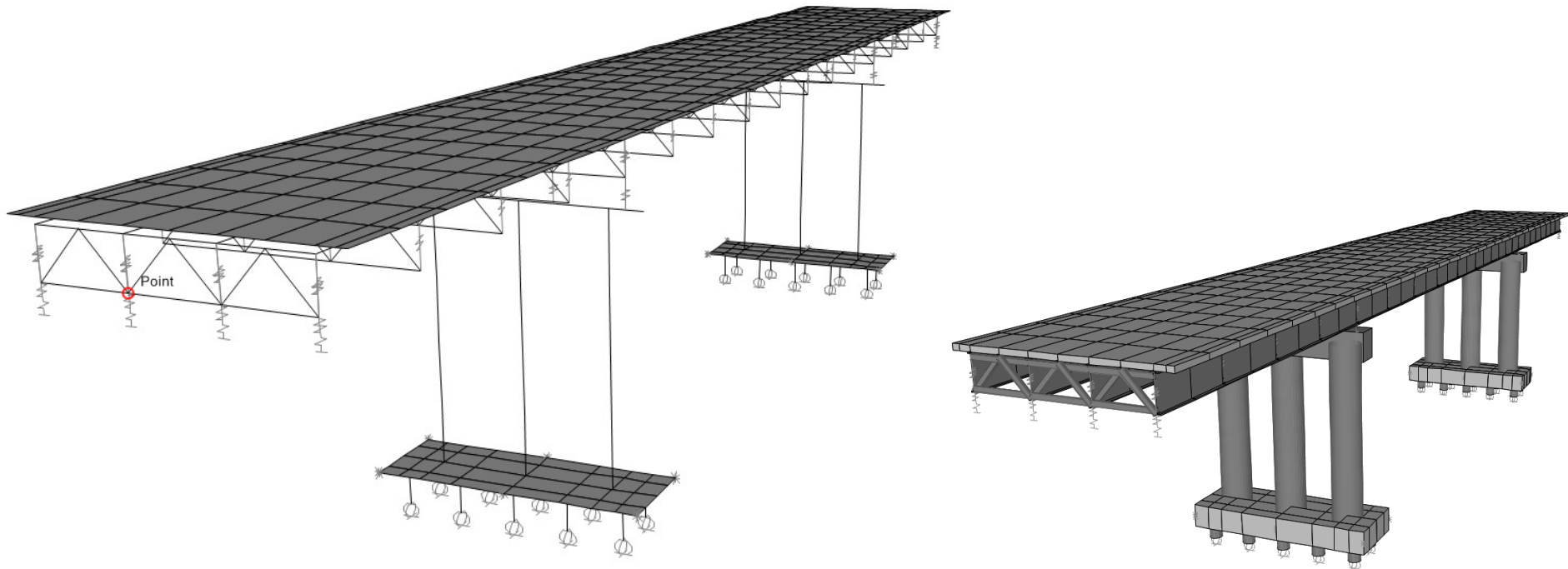
Structural Model Options

Update as Spine Model Using Frame Objects

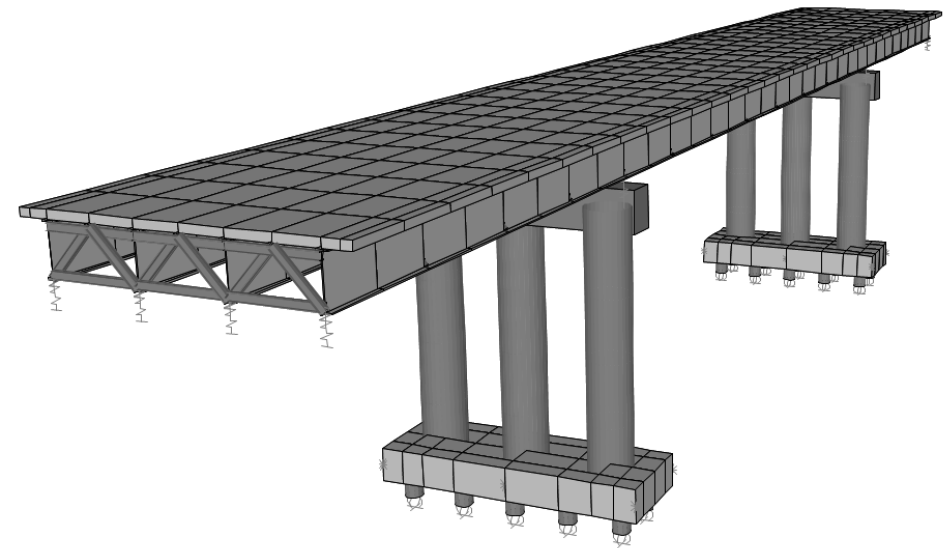
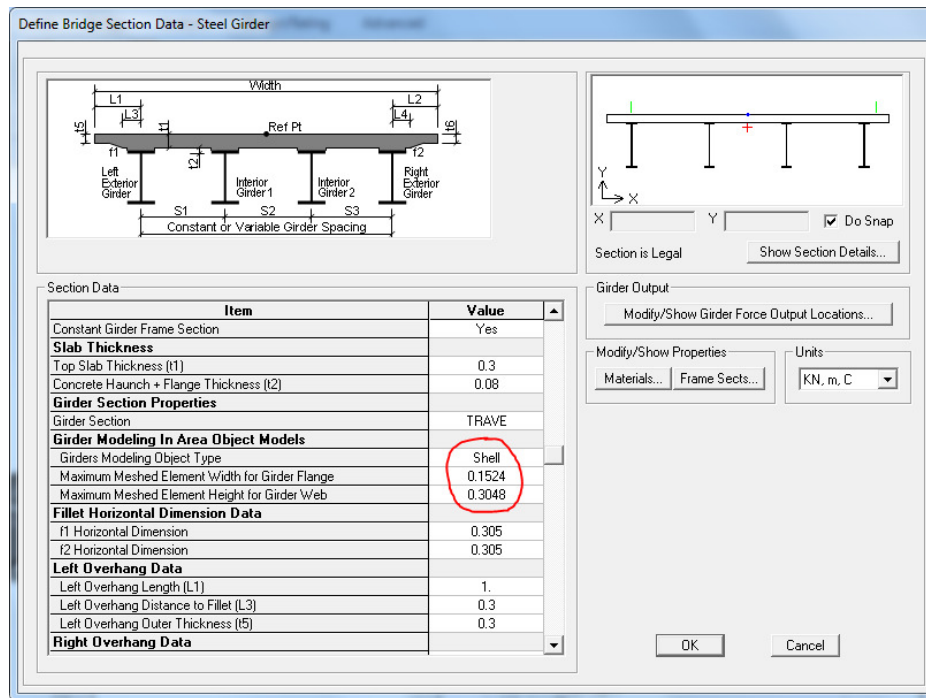
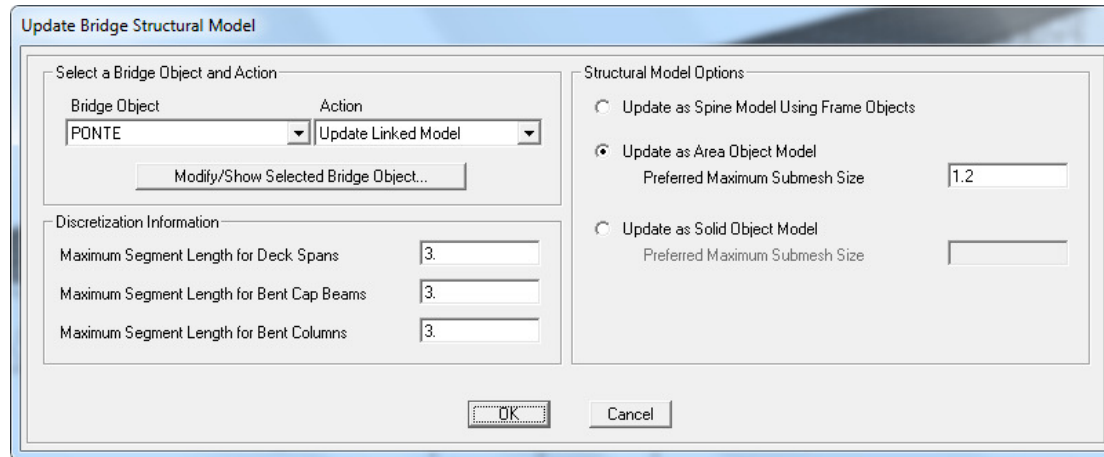
Update as Area Object Model
Preferred Maximum Submesh Size: 1.2

Update as Solid Object Model
Preferred Maximum Submesh Size:

OK Cancel



BRIDGE MODELER



BRIDGE MODELER

The screenshot displays the CSI Bridge v15.1.1 Advanced w/Rating interface for a project named "PONTE_ACCIAIO_03[TRADIZIONALE]". The software is in the "Deformed Shape (DEAD)" view, showing a 3D model of a steel truss bridge with two spans supported by four piers. The right-hand panel, titled "Bridge Object Response Display", is active and shows the following settings:

- Select Bridge Object: PONTE
- Bridge Model Type: Spine (Frame)
- Show Tabular Display of Current Plot: Show Table... Export To Excel...
- Units: KN, m, C
- Select Display Component: Entire Bridge Section
- Show Results For: Force (selected), Stress, Design/Rating
- Include Tendon Forces:
- Moment About Horizontal Axis (M3)
- Load Case/Load Combo: Case/Combo ML
- Multivalued Options: Envelope Max/Min (selected), Envelope Max, Envelope Min, Step 1

The "Bridge Response Plot" shows a graph of the moment about the horizontal axis (M3) for the entire bridge section under load case ML. The y-axis ranges from -15000 to 15000. The plot shows a blue shaded area representing the moment distribution, with a maximum value of 12554.705 and a minimum value of -11066.46. The x-axis represents the distance from the start of the bridge object.

At the bottom of the response display panel, the "Mouse Pointer Location" is shown as 25.8335, and the "Snap Options" include "Snap to Computed Response Points" which is checked. A "Done" button is located at the bottom right of the panel.

At the bottom of the software window, there is a status bar with the text "Right Click on any joint for displacement values" on the left, and "Start Animation" buttons, a "GLOBAL" dropdown menu, and "KN, m, C" units on the right.

BRIDGE MODELER

The screenshot displays the CSI Bridge v15.1.1 software interface. The main window shows a 3D model of a bridge structure under a 'Deformed Shape (DEAD)' load case. The bridge consists of a main span supported by two piers, with a smaller span on the right. The model is rendered in a wireframe style with various components highlighted.

The 'Bridge Object Response Display' dialog box is open, showing the following settings:

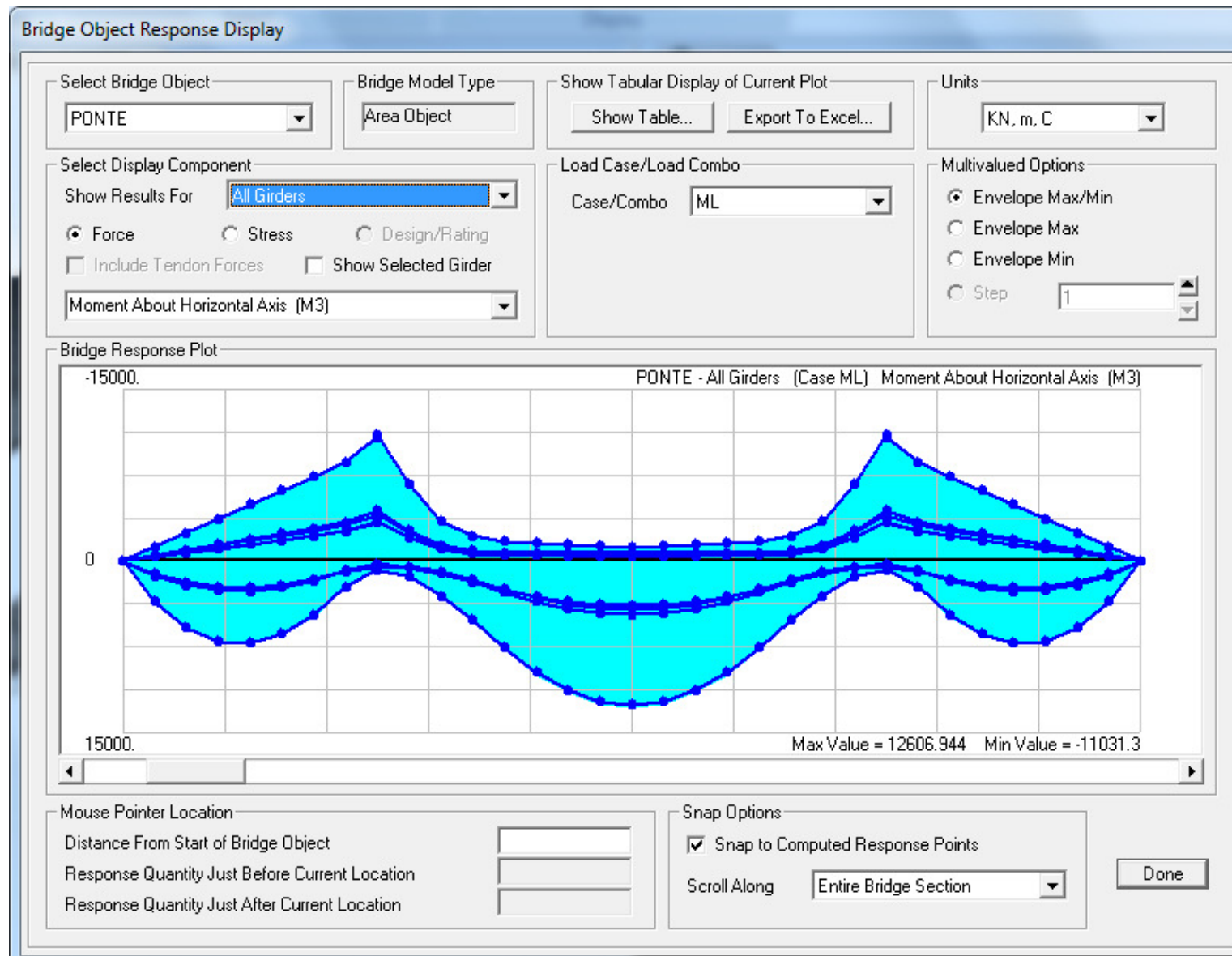
- Select Bridge Object: PONTE
- Bridge Model Type: Spine (Frame)
- Show Tabular Display of Current Plot: Show Table... Export To Excel...
- Units: N, mm, C
- Select Display Component: Show Results For: Entire Bridge Section
- Force: Stress: Design/Rating:
- Include Tendon Forces:
- Load Case/Load Combo: Case/Combo: ML
- Multivalued Options: Envelope Max/Min, Envelope Max, Envelope Min, Step: 1
- Bridge Response Plot: PONTE - Entire Bridge Section (Case ML) Longitudinal Stress - Top and Bottom - Center (S11)
- Plot: Max Value = 50.4244, Min Value = -44.6543
- Mouse Pointer Location: Distance From Start of Bridge Object: 40095.13, Response Quantity At Current Location: [empty]
- Snap Options: Snap to Computed Response Points, Scroll Along: Top Value

The plot shows a longitudinal stress distribution along the bridge length. The stress is positive (tension) in the main span and negative (compression) in the piers. A vertical line indicates the current location at 40095.13, with a stress value of -2.8652. The distance from the start of the bridge object to this location is 40095.13.

Right Click on any joint for displacement values

Start Animation | GLOBAL | KN, m, C

BRIDGE MODELER



ISOLAMENTO SISMICO DI PONTI

ISOLAMENTO SISMICO

La Norma fornisce criteri e regole per inserire un sistema di isolamento sismico tra l'impalcato e le pile/spalle allo scopo di migliorare la risposta nei confronti delle azioni orizzontali.

Strategie di isolamento

a) Incremento del periodo fondamentale della struttura (zona favorevole dello spettro)

b) Limitazione della forza orizzontale trasmessa

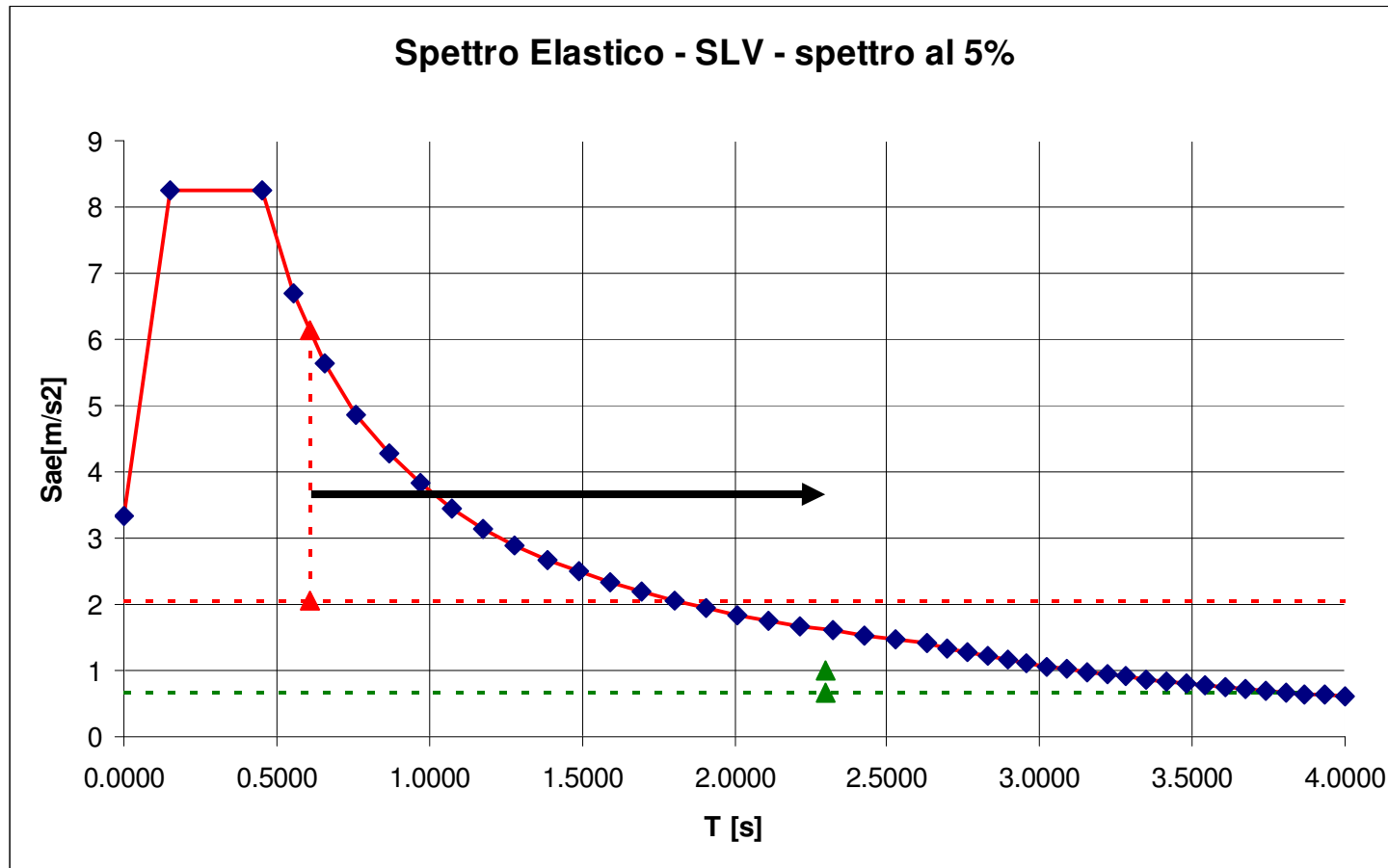
- Dissipazione dell'energia meccanica trasmessa alla costruzione con specifici dispositivi (anche insieme a a) e b).

Necessità di chiarezza di funzionamento:

Nei ponti isolati di regola si “rinuncia” all'abbattimento forfettario delle azioni sismiche conseguente alla formazioni delle cerniere plastiche.

Si attribuisce al solo sistema di isolamento il “controllo” del funzionamento sotto sisma.

ISOLAMENTO SISMICO



ISOLAMENTO SISMICO

Requisiti generali:

Si richiede che sia la porzione di struttura al di sopra del sistema di isolamento (sovrastuttura) che quella al di sotto (sottostruttura) si mantengano in campo elastico anche per SLU.

Per questo la struttura potrà essere progettata senza applicare le regole del criterio GR e i dettagli costruttivi per duttilità

Affidabilità del sistema di isolamento (è vitale):

- ✓ Relazione che illustri il comportamento meccanico
- ✓ Modello strutturale sufficientemente realistico
- ✓ Piano di qualità riguardante la progettazione e la costruzione del dispositivo

Tutte le condutture degli impianti che attraversano i giunti non devono subire danni e rimanere funzionanti per valori di spostamento allo SLD.

Le condutture del gas e di impianti pericolosi devono sopportare gli spostamenti allo SLU (con lo stesso livello di sicurezza adottato per il sistema di isolamento).

ISOLAMENTO SISMICO

Tipologie di dispositivi di isolamento

Isolatori (sono anche appoggi)

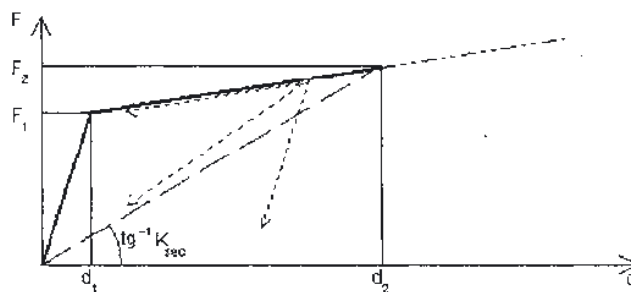
- ✓ Materiale elastomerico ed acciaio
- ✓ A scorrimento

Dispositivi ausiliari

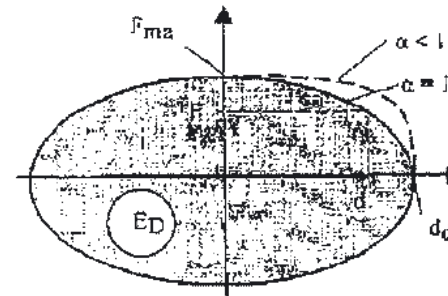
Hanno funzione di dissipazione di energia e/o ricentraggio del sistema e/o vincolo laterale sotto carichi di servizio (non sismici)

- ✓ A comportamento non lineare, indipendente dalla velocità di deformazione
- ✓ A comportamento viscoso, dipendente dalla velocità di deformazione
- ✓ A comportamento lineare o quasi inerte

Un sistema di isolamento può contemplare isolatori, dispositivi ausiliari o entrambi.



Comportamento non lineare



Comportamento viscoso

ISOLAMENTO SISMICO

Sono consentiti, a seconda delle caratteristiche del ponte e dell'isolamento:

- a) Analisi statica lineare
- b) Analisi dinamica lineare
- c) Analisi dinamica non lineare

Analisi statica lineare

E' analoga all'analisi semplificata per i ponti non isolati. Gli effetti sismici si assimilano a forze statiche equivalenti.

Sovrastruttura e sottostruttura si assumono infinitamente rigide e connesse dall'isolamento.

E' consentita per particolari requisiti di semplicità e regolarità, tra i quali:

- sistema di isolamento lineare;
- periodo equivalente T_{is} è compreso tra $3T_{bf}$ e $3sec$;
- $K_v > 800 K_{esi}$;
- periodo verticale $T_v < 0.1s$;
- assenza di trazione sui dispositivi di appoggio;
- regolarità in pianta;
- impalcati in semplice appoggio o continui diritti e regolari;
- massa della metà superiore delle pile (massa efficace) $< 1/5$ massa impalcato;
- pile di altezza inferiore a 20m;
- eccentricità trasversale inferiore al 5% della dimensione trasversale.

ISOLAMENTO SISMICO

Analisi dinamica lineare

E' ammessa se il sistema di isolamento è modellabile elasticamente.

Sovrastruttura, sottostruttura e isolamento si assumono elastici lineari.

Contempla analisi con spettro di risposta o con accelerogrammi.

Analisi dinamica non lineare

E' sempre ammessa.

E' obbligatoria se il sistema di isolamento non è modellabile elasticamente.

ISOLAMENTO SISMICO

(In alternativa all'uso degli spettri)

Entrambi gli stati limite di danno e di collasso potranno essere verificati mediante l'uso di accelerogrammi, simulati o naturali.

L'azione sismica deve essere rappresentata da gruppi di tre accelerogrammi diversi agenti contemporaneamente nelle tre direzioni principali.

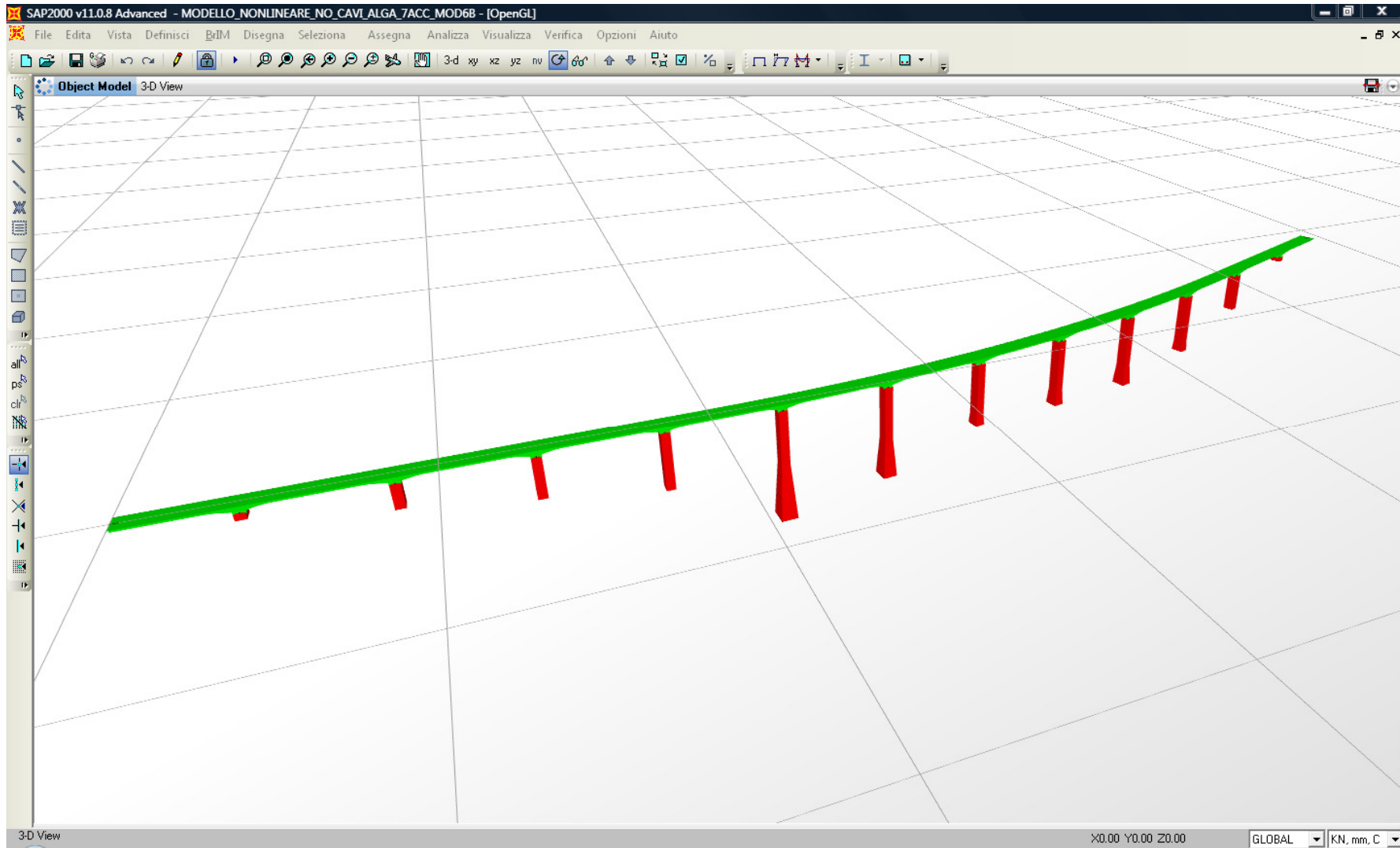
Il numero di gruppi di accelerogrammi deve essere almeno pari a 3; deve essere verificata la coerenza con lo spettro elastico in base alla media delle ordinate spettrali ottenute.

L'ordinata spettrale media non dovrà presentare uno scarto in difetto superiore al 10%.

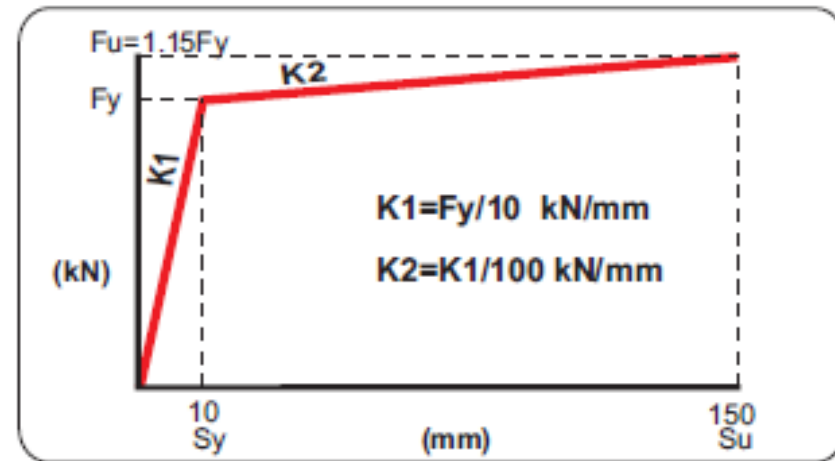
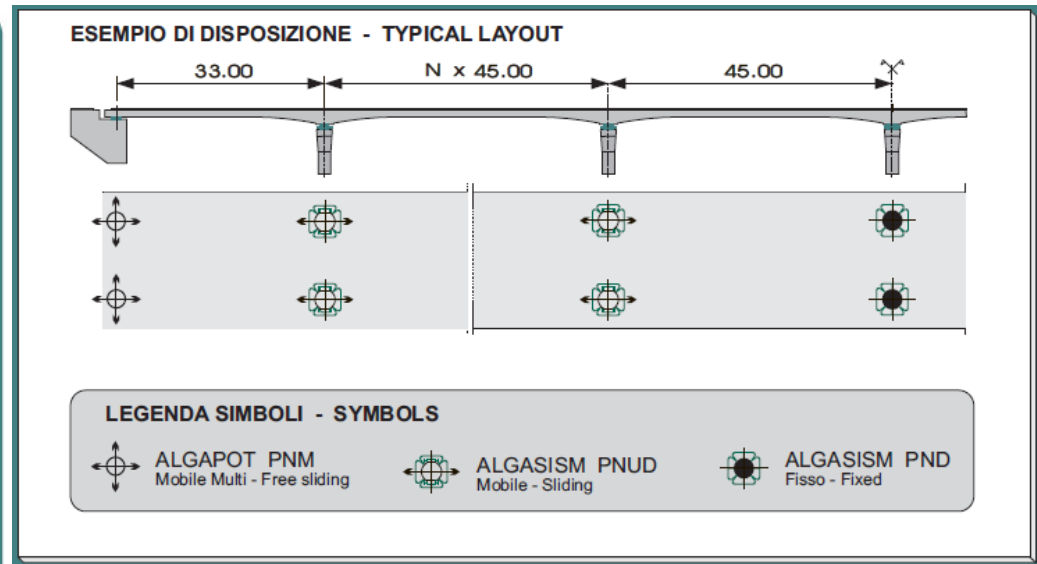
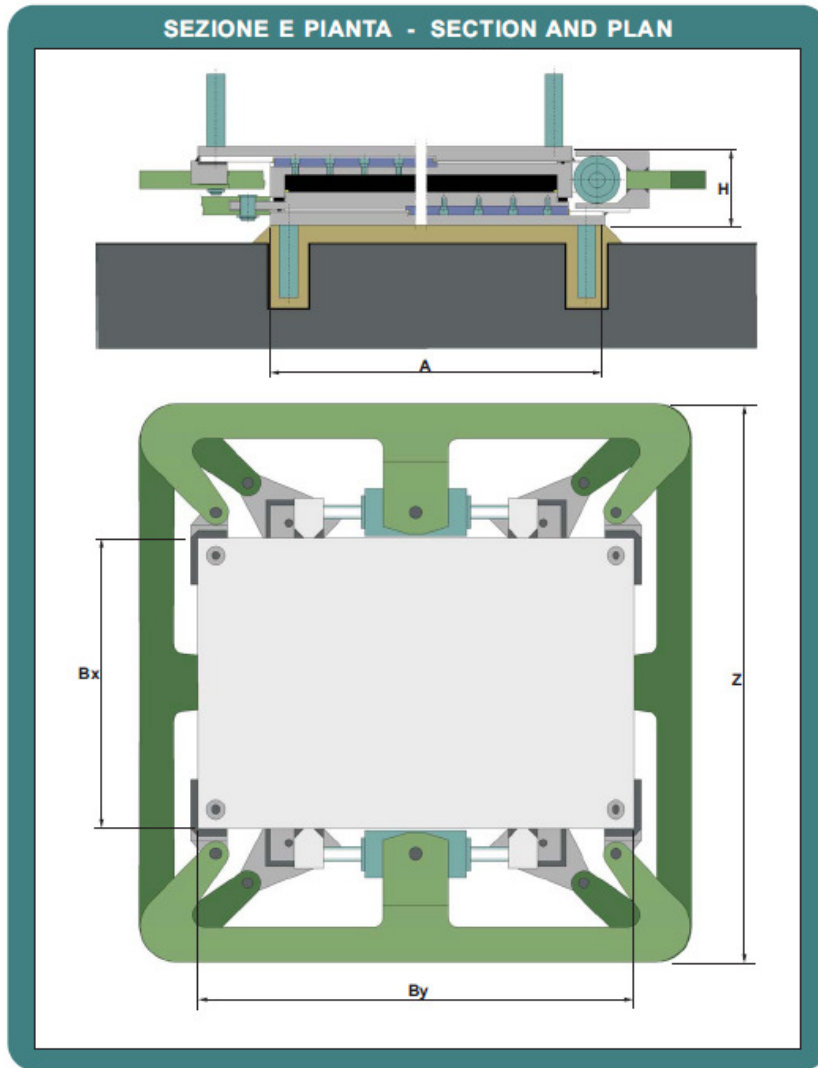
CASI STUDIO

ISOLAMENTO VIADOTTO MOLLARINO

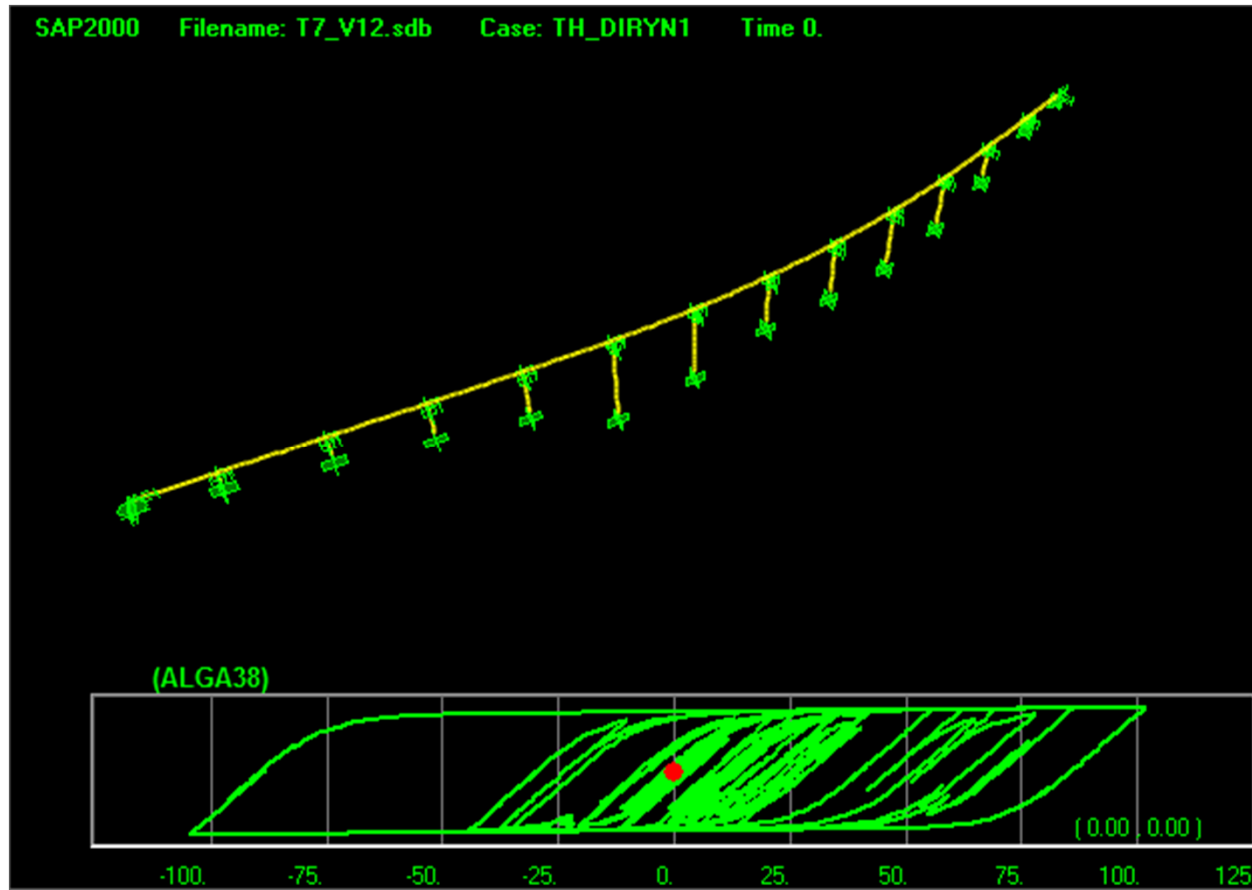
ISOLAMENTO SISMICO



ISOLAMENTO SISMICO



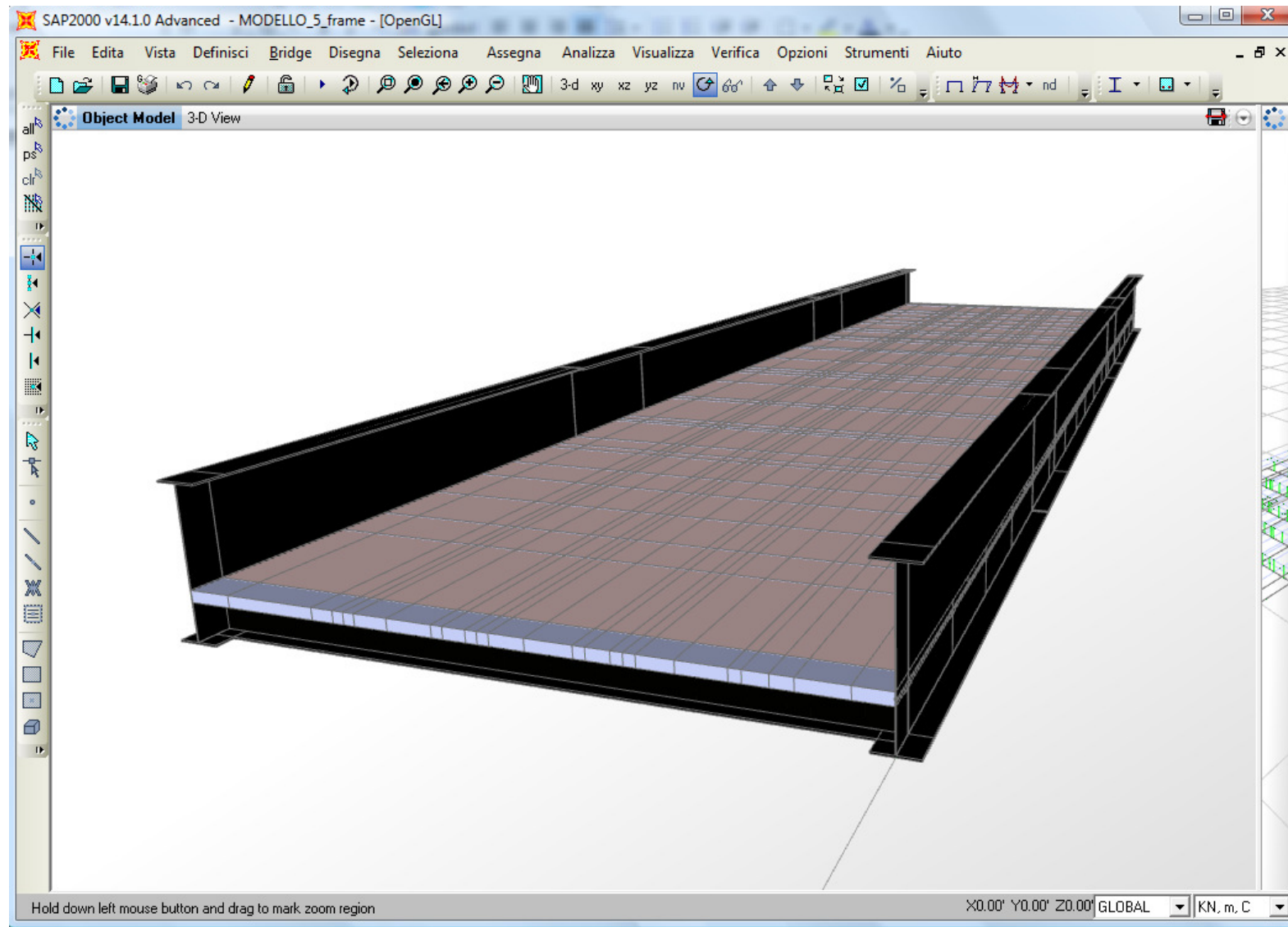
ISOLAMENTO SISMICO



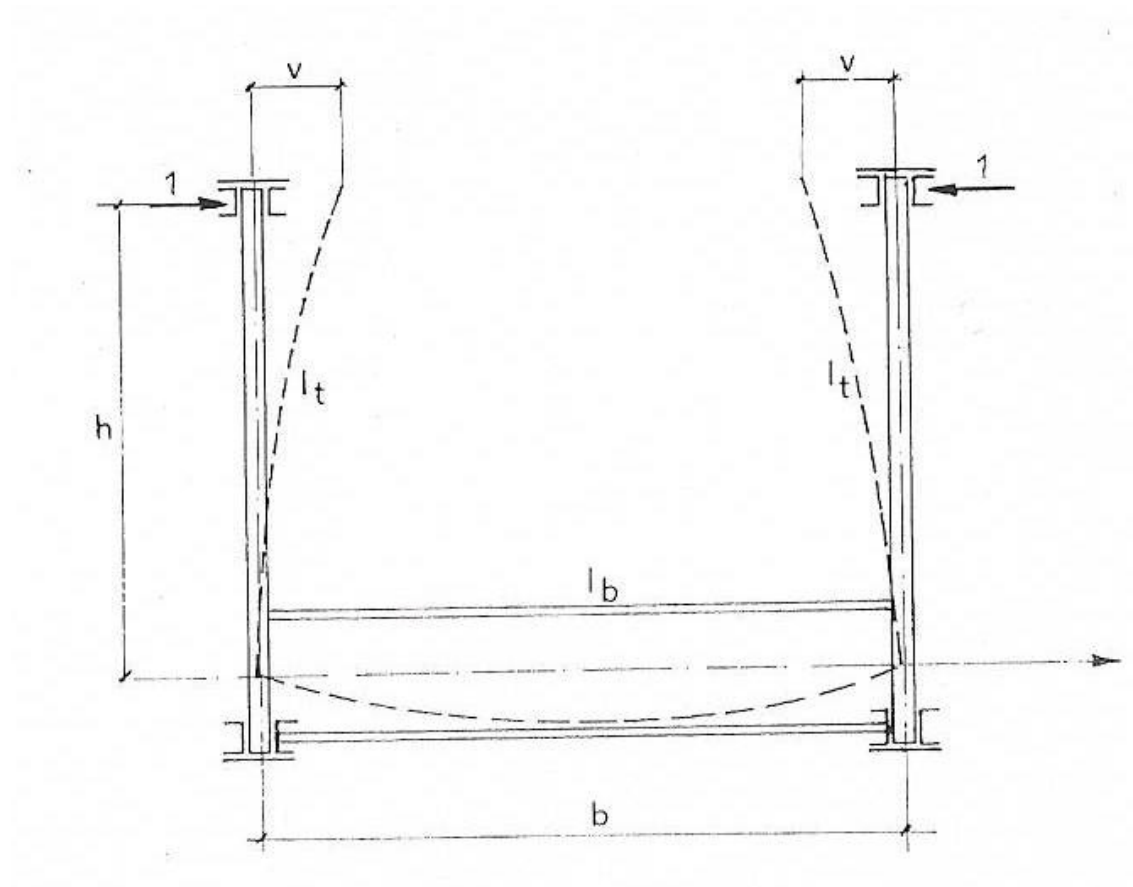
CASI STUDIO

PONTE A VIA INFERIORE

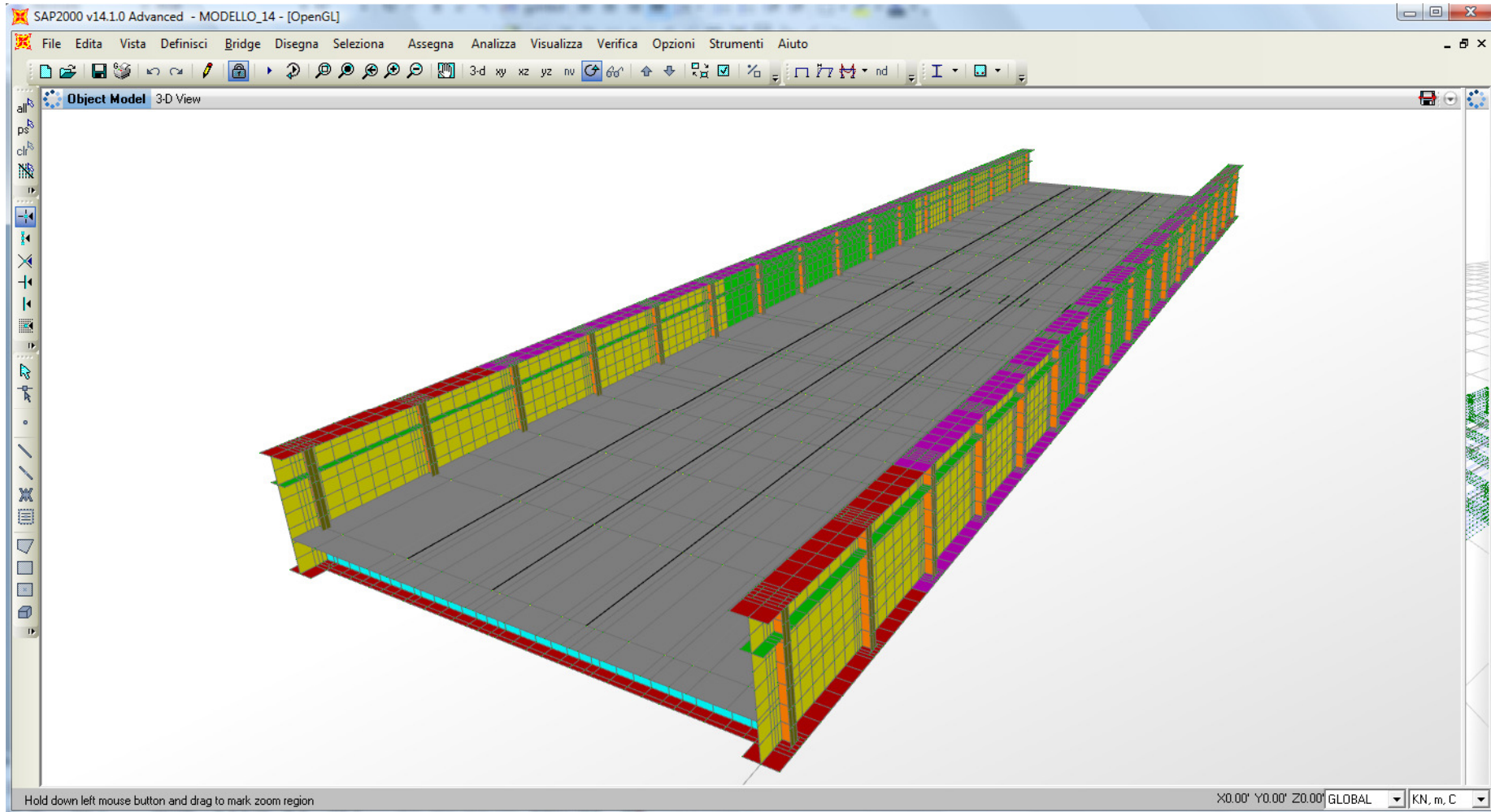
PONTE A VIA INFERIORE



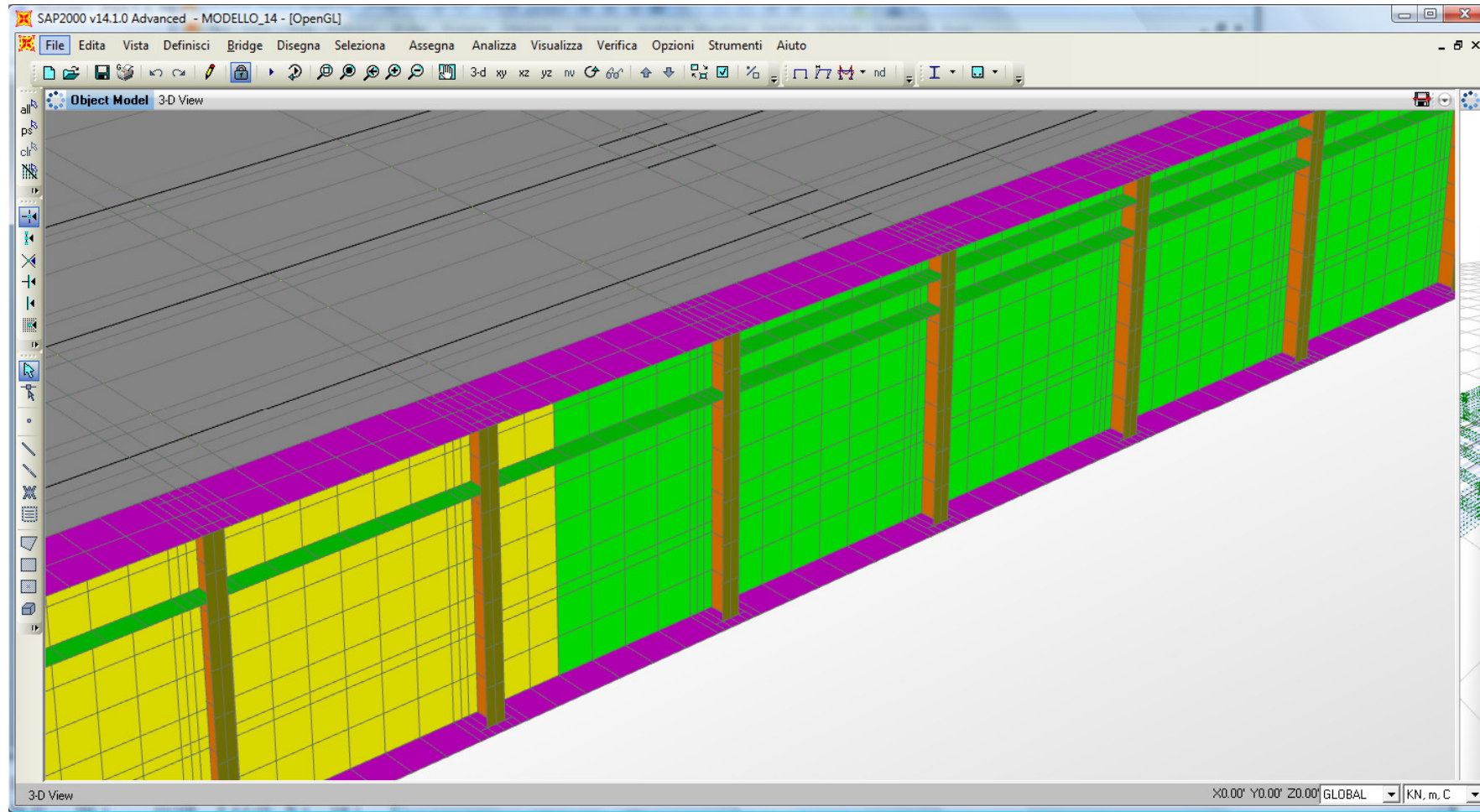
PONTE A VIA INFERIORE



PONTE A VIA INFERIORE



PONTE A VIA INFERIORE



PONTE A VIA INFERIORE

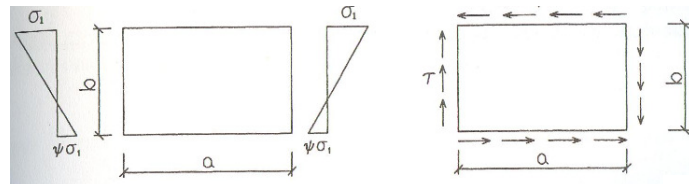
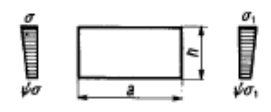
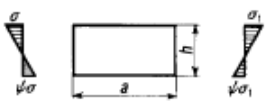
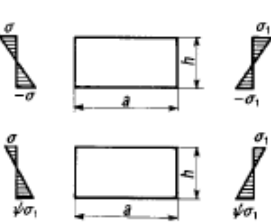
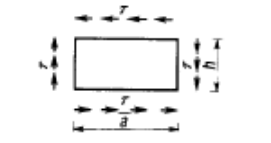


Fig. 6.2

$$\begin{cases} \sigma_{cr} = K_{\sigma} \cdot \sigma_{cr,0} \\ \tau_{cr} = K_{\tau} \cdot \sigma_{cr,0} \end{cases}$$

$$\sigma_{cr,0} = \frac{\pi^2 \cdot E}{12 \cdot (1 - \nu^2)} \cdot \left(\frac{t}{b}\right)^2$$

Numero d'ordine	Condizioni di carico del pannello	Tensioni ideali di imbozzamento*	$\alpha = \frac{a}{h}$	Coefficiente di imbozzamento
I	Tensione di compressione variabile linearmente $0 \leq \psi \leq 1$		$\alpha \geq 1$	$k_{\sigma} = \frac{8,4}{\psi + 1,1}$
			$\alpha < 1$	$k_{\sigma} = \left(\alpha + \frac{1}{\alpha}\right)^2 \frac{2,1}{\psi + 1,1}$
II	Tensione di compressione e trazione variabili linearmente, ma preponderante la tensione di compressione $-1 < \psi < 0$		$\sigma_{cr} = k_{\sigma} \sigma_{cr,0}$	$k_{\sigma} = 1 + \psi k_1 - \psi k_3 + 10 \psi (1 + \psi)$ dove: k_1 si ottiene dal caso I per $\psi = 0$; k_3 si ottiene dal caso III per $\psi = -1$
III	Tensione di compressione e trazione variabili linearmente, ma uguali i valori massimi di compressione e trazione $\psi = -1$ ovvero preponderante la tensione di trazione $\psi < -1$		$\alpha \geq \frac{2}{3}$	$k_{\sigma} = 23,9$
			$\alpha < \frac{2}{3}$	$k_{\sigma} = 15,87 + \frac{1,87}{\alpha^2} + 8,6 \alpha^2$
IV	Tensione tangenziale uniformemente distribuita		$\alpha \geq 1$	$k_{\tau} = 5,34 + \frac{4}{\alpha^2}$
			$\alpha < 1$	$k_{\tau} = 4 + \frac{5,34}{\alpha^2}$

* Per i valori della tensione di riferimento $\sigma_{cr,0}$ vedere prospetto 7-IX.

PONTE A VIA INFERIORE

$\sigma_{cr,ld}$ è la tensione di confronto da valutarsi come segue:

$$\sigma_{cr,ld} = \sqrt{3} \tau_{cr} \text{ per } \sigma_1 = 0$$

$$\sigma_{cr,ld} = \sigma_{cr} \text{ per } \tau = 0$$

$$\sigma_{cr,ld} = \frac{\sqrt{\sigma_1^2 + 3 \tau^2}}{\frac{1 + \psi}{4} \frac{\sigma_1}{\sigma_{cr}} + \sqrt{\left(\frac{3 - \psi}{4} \frac{\sigma_1}{\sigma_{cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2}} \text{ per } \sigma_1 \neq 0 \text{ e } \tau \neq 0$$

ψ è il coefficiente definito al punto 7.1;

$$\beta = \frac{\sigma_N + 0,80 \sigma_M}{\sigma_N + \sigma_M} \text{ per } \alpha \leq 1,5; \beta = 1 \text{ per } \alpha \geq 1,5$$

essendo σ_N e σ_M i valori delle tensioni normali dovute allo sforzo normale N ed al momento flettente M rispettivamente;

ψ il coefficiente che definisce la legge di variazione lineare della σ ;

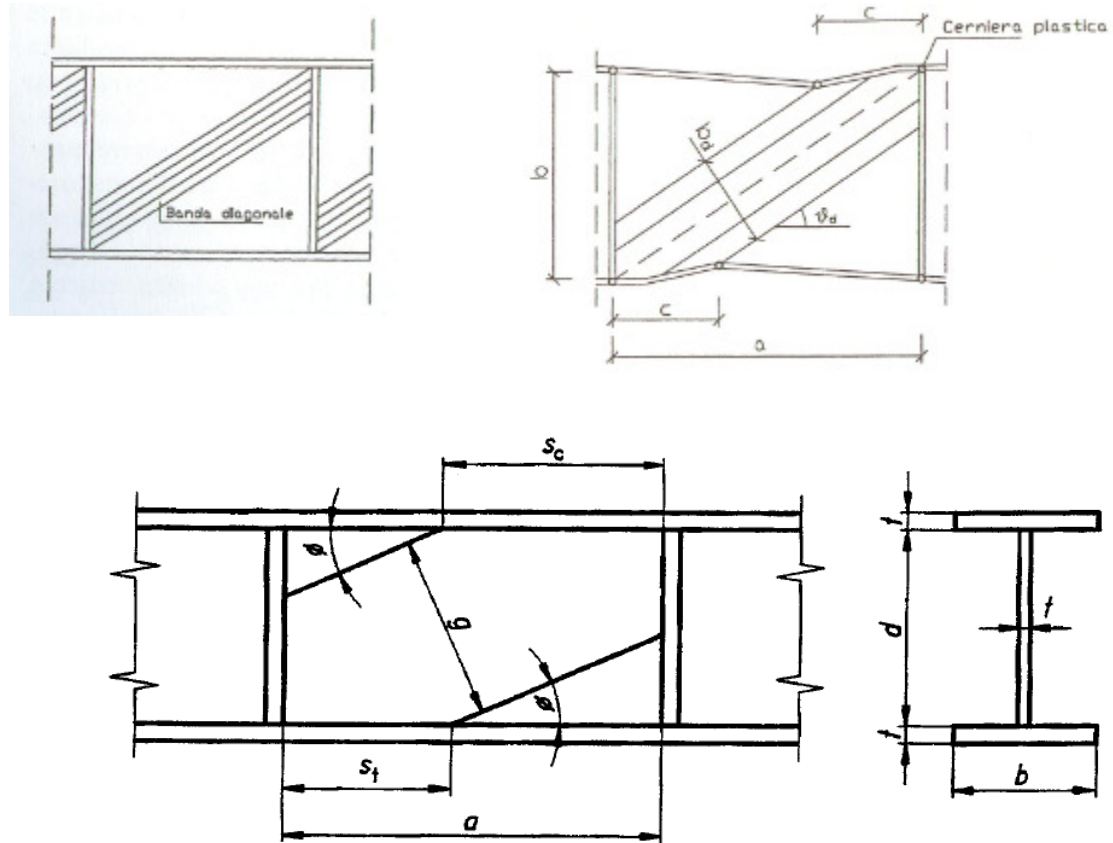
$$\sigma_{cr} = k_\sigma \sigma_{cr,0}$$

$$\tau_{cr} = k_\tau \sigma_{cr,0}$$

in cui $\sigma_{cr,0} = 186 200 (t/h)^2$ è la tensione di riferimento, in N/mm², indicata nel prospetto 7-IX;

k è il coefficiente di imbozzamento, i cui valori si ricavano dal prospetto 7-VIII in funzione del coefficiente ψ e del rapporto $\alpha = a/h$. Qualora il rapporto tra il passo degli irrigidimenti e l'altezza totale dell'anima sia maggiore di 1,5, i valori del coefficiente k_τ per tensioni tangenziali desunti dal prospetto 7-VIII devono essere moltiplicati per 0,8.

PONTE A VIA INFERIORE



PONTE A VIA INFERIORE

$$V_{bb,Rd} = [(d/t_w \tau_{bb}) + 0,9 (g/t_w \sigma_{bb} \sin \phi)]/\gamma_{M1}$$

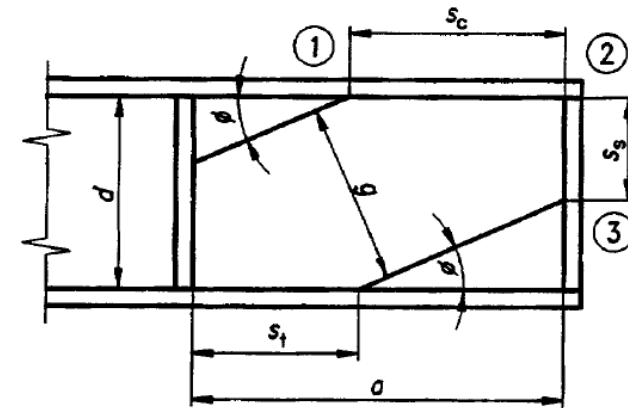
$$\sigma_{bb} = [f_{yw}^2 - 3\tau_{bb}^2 + \psi^2]^{0,5} - \psi$$

nella quale $\psi = 1,5 \tau_{bb} \sin 2\phi$

dove: ϕ è l'inclinazione delle bande diagonali di trazione;

g è la larghezza delle bande diagonali di trazione: vedere fig. 5.6.1;

τ_{bb} è la resistenza iniziale all'instabilità per taglio.



La larghezza delle bande diagonali di trazione g è data da:

$$g = d \cos \phi - (a - s_c - s_t) \sin \phi$$

dove: s_c e s_t sono le lunghezze di ancoraggio delle bande diagonali di trazione rispettivamente lungo le piattabande compressa e tesa, ottenute dalla formula:

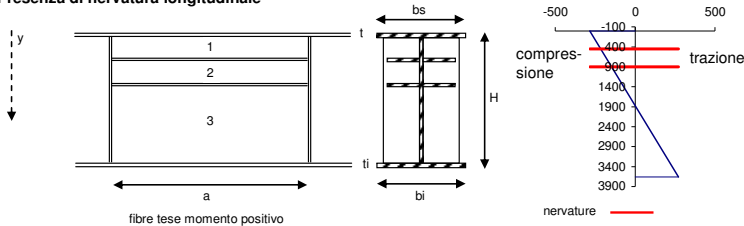
$$s = \frac{2}{\sin \phi} \left[\frac{M_{Nl,Rk}}{t_w \sigma_{bb}} \right]^{0,5} \quad \text{con la limitazione } s \leq a$$

dove: $M_{Nl,Rk}$ è il momento resistente plastico ridotto della piattabanda.

PONTE A VIA INFERIORE

1. DATI DI INGRESSO, VERIFICHE DI RESISTENZA E DEFORMABILITA' TRAVE

Presenza di nervatura longitudinale



CARATTERISTICHE DEL MATERIALE:

Snervamento	f_y	355 N/mm ²
Resistenza di calcolo	f_d	355 N/mm ²
Modulo di elasticità normale	E	210,000 N/mm ²

CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE:

Momento massimo	M_{sd}	69,111 kNm	se positivo teso fibre inferiori
Sforzo Normale massimo	N_{sd}	-950 kN	compressione negativa
Taglio Massimo - SLU	V_{sd}	900 kN	

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE:

Altezza Totale	H	3,660 mm	
Larghezza piattabanda sup	bs	879 mm	
Spessore piattabanda sup	ts	70 mm	
Spessore anima	tf	16 mm	
Larghezza piattabanda inf	bi	879 mm	
Spessore piattabanda inf	ti	70 mm	
Area	A	179,320 mm ²	
Baricentro (lembo inferiore)	y_g	1,830 mm	
Area anima	A_w	56,320 mm ²	
Inerzia max trave	J	4,5451E+11 mm ⁴	ρ_{max} 1,592 mm
Inerzia min trave	J	7,9119E+09 mm ⁴	ρ_{min} 210 mm
Modulo di resistenza elastico	W_e	248,366,982 mm ³	

TENSIONI:

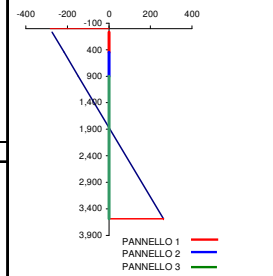
sigma massima M	σ_M	278 N/mm ²	OK
sigma massima N	σ_N	-5 N/mm ²	OK
tensione lembo superiore	σ_{sup}	-284 N/mm ²	
tensione lembo inferiore	σ_{inf}	273 N/mm ²	
tensione tangenziale	τ	16 N/mm ²	OK

DATI GENERALI PANNELLI:

larghezza pannello	a	3,550 mm
Altezza pannello	h	3,520 mm
rapporto	α	1.01
Altezza Totale	H	3,660 mm
Tensione tangenziale	τ	15.98 N/mm ²
tensione lembo superiore	σ_{sup}	-284 N/mm ²
tensione lembo inferiore	σ_{inf}	273 N/mm ²

DATI PANNELLO 1:

posizione fibra 1	y_1	70.00 mm
posizione fibra 2	y_2	450.00 mm
a pannello	a	3,550.00 mm
h pannello	h	380.00 mm
rapporto	α	9.34
spessore pannello	tf	16.00 mm



tensione lembo sup	σ	-283.56 N/mm ²	compressione negativa
tensione lembo inf	σ	272.96 N/mm ²	compressione negativa

tensione fibra 1	σ_1	-272.92 N/mm ²	compressione negativa
tensione fibra 2	σ_2	-215.13 N/mm ²	compressione negativa

TENSIONI CARATTERISTICHE PANNELLO (COMPRESSIONE POSITIVA):

max compr. / min traz.	σ'	272.92	compressione positiva
min compr. / max traz.	σ''	215.13	compressione positiva
	τ	15.98 N/mm ²	

VERIFICA PANNELLO 1:

	ψ	0.79	σ'' / σ'
tensione di riferimento	$\sigma_{cr,0}$	330.11 N/mm ²	
	$K\sigma$	4.45	$K\tau = 4.31$
Tensione critica	σ_{cr}	1.4685E+03 N/mm ²	
	τ_{cr}	1,422.31 N/mm ²	
Tensione critica ideale	$\sigma_{cr,id}$	1,471.15 N/mm ²	
Tensione critica ridotta	$\sigma_{cr,red}$	352.93 N/mm ²	
	σ_{id}	274.32 N/mm ²	
	β	1.00	
	v	1.00	

Verifica σ_{id}	1.29	\geq	1.00	OK
Verifica τ	12.75	\geq	1.10	OK

DATI PANNELLO 2:

fibra inferiore pannello	y_1	450.00 mm	dal lembo superiore
fibra superiore pannello	y_2	900.00 mm	
a pannello	a	3,550.00 mm	
h pannello	h	450.00 mm	0.122950819672131H
rapporto	α	7.89	
spessore pannello	tf	16.00 mm	
tensione max lembo compresso	σ	-283.56 N/mm ²	compressione negativa
fibra inferiore pannello	σ_1	-215.13 N/mm ²	compressione negativa
fibra superiore pannello	σ_2	-146.71 N/mm ²	compressione negativa

TENSIONI CARATTERISTICHE PANNELLO (COMPRESSIONE POSITIVA):

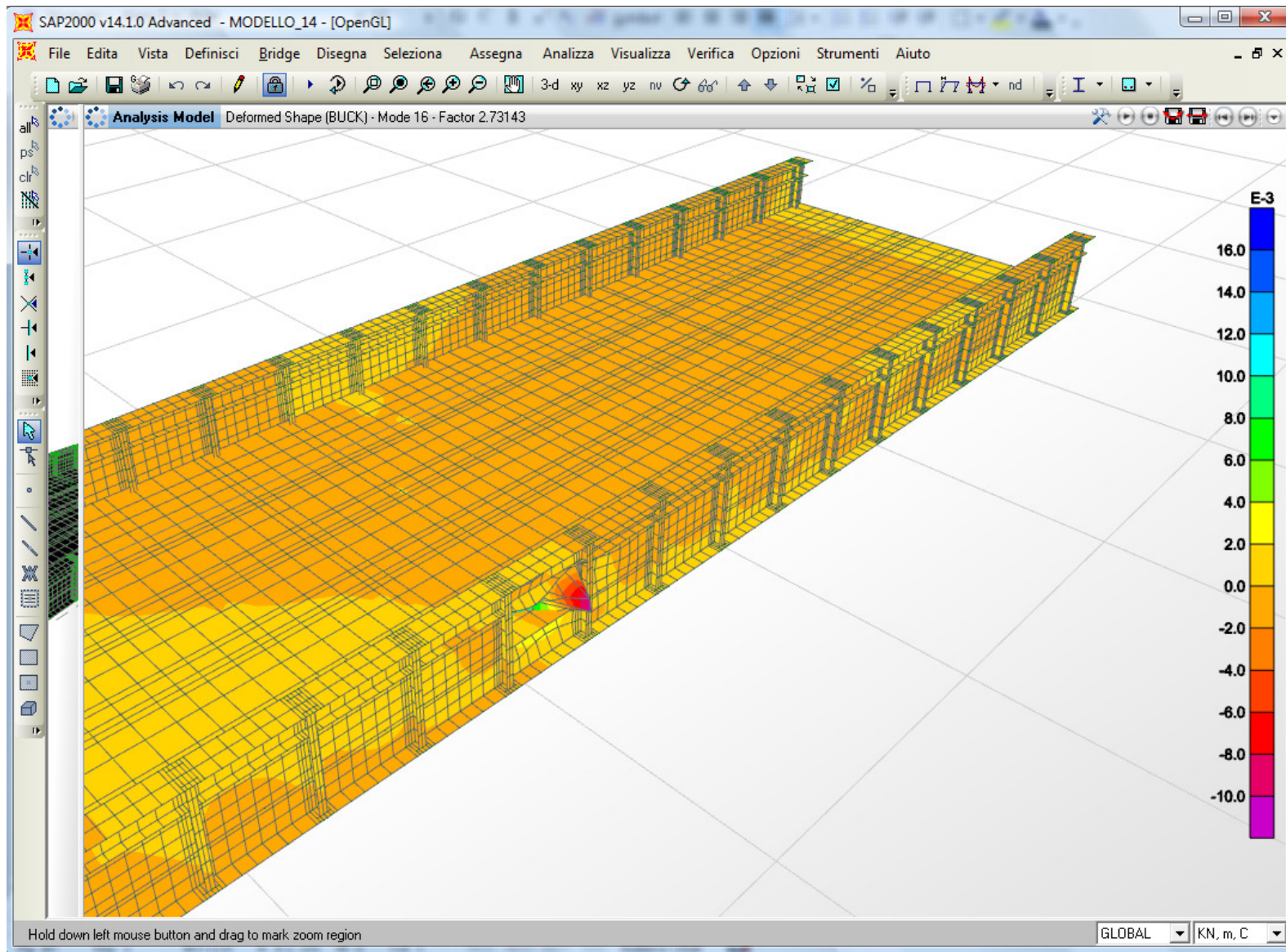
max compr. / min traz.	σ'	215.13 N/mm ²	compressione positiva
min compr. / max traz.	σ''	146.71 N/mm ²	compressione positiva
	τ	15.98 N/mm ²	

VERIFICA PANNELLO 2:

	ψ	0.68	
tensione di riferimento	$\sigma_{cr,0}$	235.39 N/mm ²	
	$K\sigma$	4.71	$K\tau = 4.32$
Tensione critica	σ_{cr}	1,109.63 N/mm ²	
	τ_{cr}	1,017.70 N/mm ²	
Tensione critica ideale	$\sigma_{cr,id}$	1,112.52 N/mm ²	
Tensione critica ridotta	$\sigma_{cr,red}$	351.37 N/mm ²	
	σ_{id}	216.91 N/mm ²	
	β	1.00	
	v	1.00	

Verifica σ_{id}	1.62	\geq	1.00	OK
Verifica τ	12.69	\geq	1.10	OK

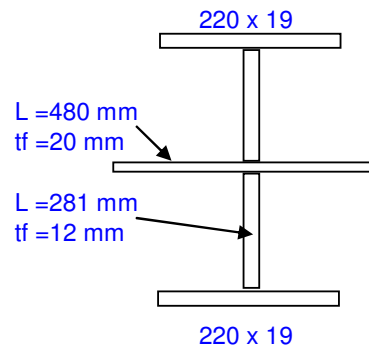
PONTE A VIA INFERIORE



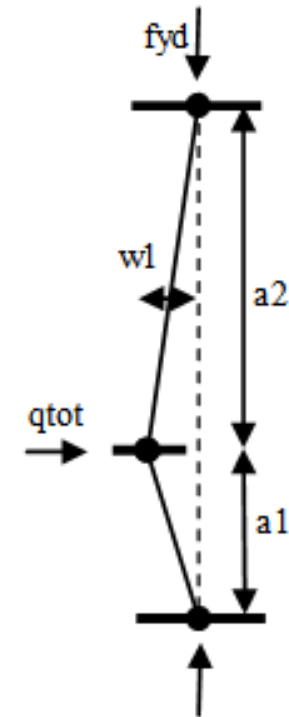
PONTE A VIA INFERIORE

2.14 - Verifiche della nervatura trasversale di appoggio

Spessore anima	tf =	20 mm		
Spessore nervatura	tt =	12 mm		
larghezza nervatura (< largh.piattab)	lt =	620 mm		
spessore ala nervatura	ttb =	19 mm		
larghezza ala nervatura	ltb =	220 mm		
lunghezza collaborante anima	L _{b,eff} =	480 mm		
lunghezza effettiva nervatura	L _{t,eff} =	281 mm		
inerzia nervatura	I _t =	952610955 mm ⁴		
Modulo di resistenza elastico	W _e =	3072939 mm ³		
Area sezione	A =	24704 mm ²		
raggio giratore di inerzia	ρ =	196 mm		
Lunghezza di inflessione	L ₀ =	7,320 mm		
Reazione all'appoggio	V _{sd} =	5,318 kN		
Instabilità piana	σ _s	215.27 N/mm ²		
	σ _c	292.76 N/mm ²		
	α	0.38		
	λ _c	76.41		
	λ _s	0.49		
	max λ	37.28		
	ω	1.21		
Verifica tensione di compressione	fsd	261.03 N/mm ²	322.73 N/mm ²	OK



INCASTRO, BETA = 2



GRAZIE PER L'ATTENZIONE