

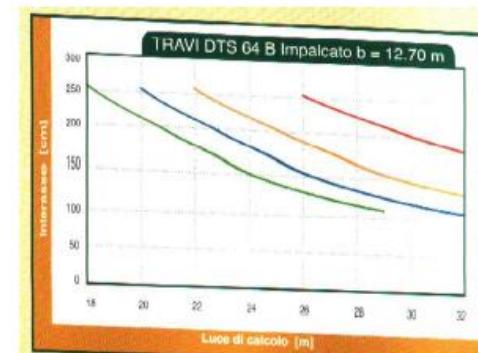
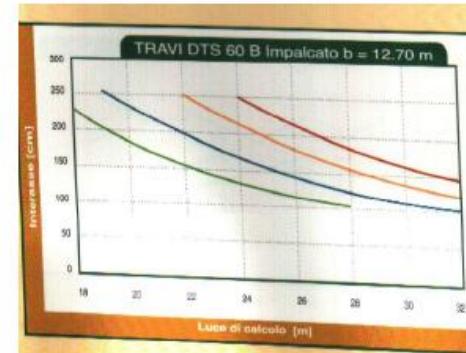
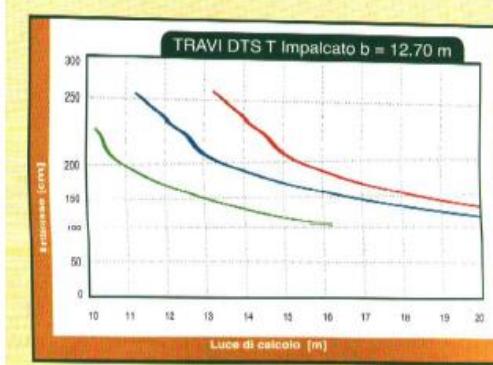
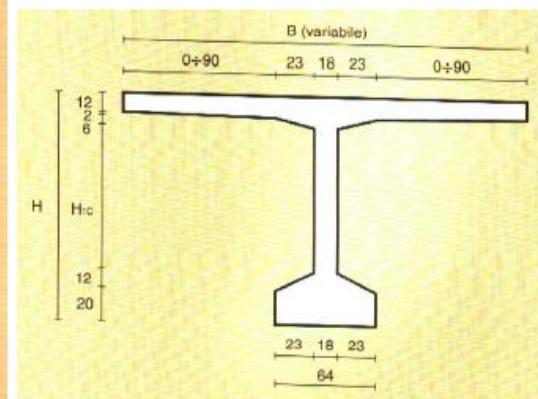
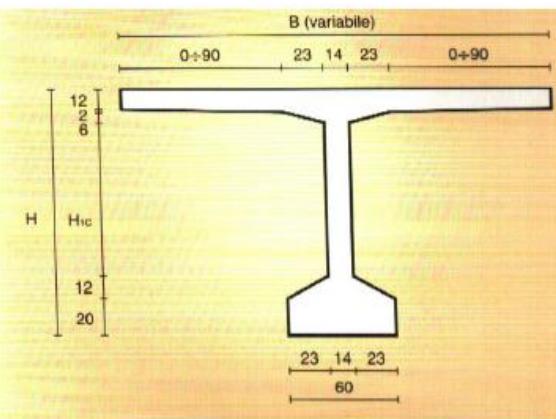
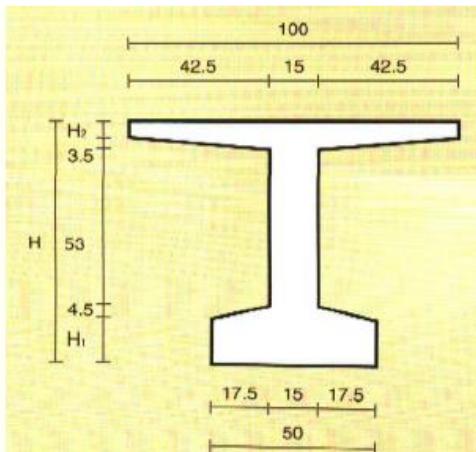
Progettazione di massima delle opere infrastrutturali Ponti e Viadotti (Parte II)



Predimensionamento impalcato c.a.p.



Predimensionamento impalcato c.a.p.



Codice	H [cm]	H_1 [cm]	H_2 [cm]	Peso* [daN/m]
DTS 80 T	80	14	5	660
DTS 90 T	90	24	5	790
DTS 100 T	100	24	15	1050

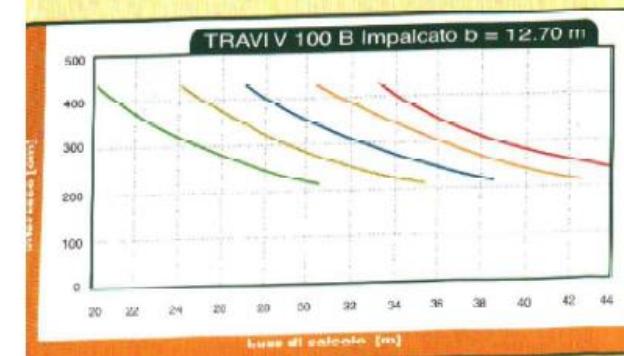
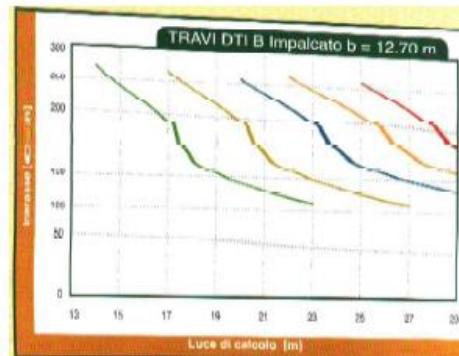
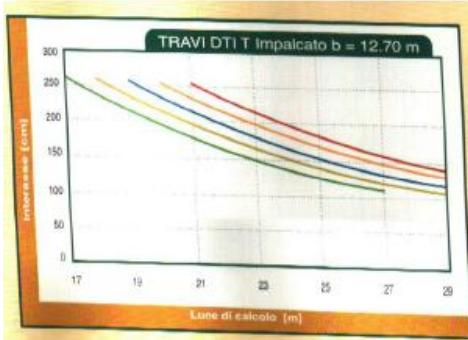
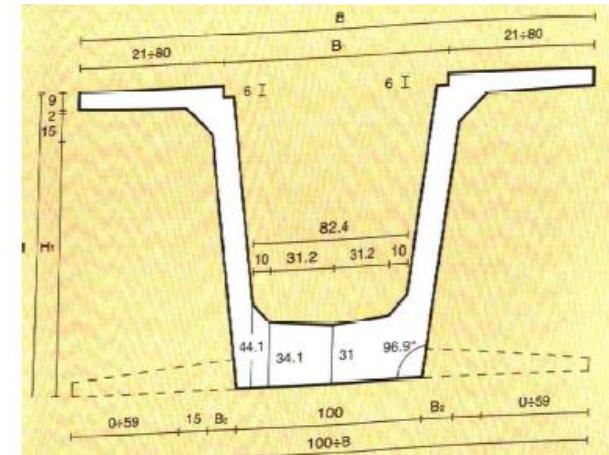
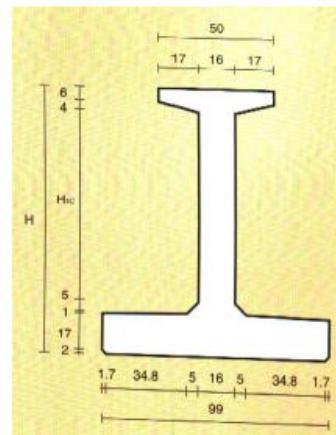
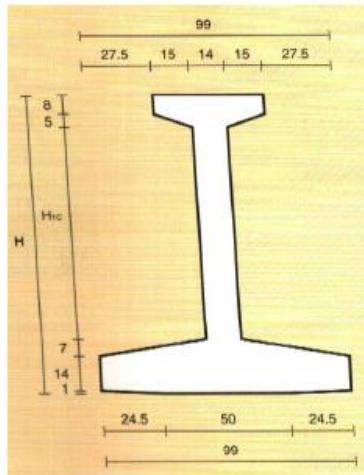
Codice	H [cm]	H_{1c} [cm]	H_{2c} [cm]	B [cm]	Peso* [daN/m]
DTS 60/120 B	120	106	68	60÷240	1760
DTS 60/140 B	140	126	88	60÷240	1880
DTS 60/160 B	160	146	108	60÷240	2000
DTS 60/180 B	180	166	128	60÷240	2120

* Calcolato per il massimo valore di B

Codice	H [cm]	H_{1c} [cm]	H_{2c} [cm]	B [cm]	Peso* [daN/m]
DTS 64/120 B	120	106	68	64÷244	1885
DTS 64/140 B	140	126	88	64÷244	2025
DTS 64/160 B	160	146	108	64÷244	2165
DTS 64/180 B	180	166	128	64÷244	2305

* Calcolato per il massimo valore di B





Codice	H [cm]	H _T [cm]	H _w [cm]	Peso [daN/m]
DTI 100 T	100	80.5	65	980
DTI 110 T	110	90.5	75	1030
DTI 120 T	120	100.5	85	1060
DTI 130 T	130	110.5	95	1130
DTI 140 T	140	120.5	105	1180

Codice	H [cm]	H _T [cm]	H _w [cm]	Peso [daN/m]
DTI 80 B	80	60	45	920
DTI 100 B	100	80	65	1000
DTI 120 B	120	100	85	1100
DTI 140 B	140	120	105	1200
DTI 160 B	160	140	125	1300

Codice	H [cm]	H _T [cm]	B [cm]	B _T [cm]	B _x [cm]	Peso* [daN/m]
V 100/120 B	120	94	152.7÷270.7	110.7	11.3	2200
V 100/140 B	140	114	157.5÷275.5	118.0	10.7	2050
V 100/160 B	160	134	162.4÷280.4	120.7	10.2	2600
V 100/180 B	180	154	167.2÷285.2	126.2	10.6	2650
V 100/200 B	200	174	172.0÷290.0	130.0	11.0	2800

* Calcolato per il massimo valore di η .





Calcolo Impalcato



Le azioni da considerare nella progettazione dei ponti stradali sono:

- le azioni permanenti

g

- le distorsioni, (comprese quelle dovute a presollecitazioni e quelle di origine termica)

E

- le azioni variabili da traffico

Carichi
mobili

q₁

Incr.
dinamici

q₂

Frenam.
e accel.

q₃

Azione
centrif.

q₄

Resist.
ai vincoli

q₇

Veicolo
in svio

q₈

- le azioni variabili di vento e neve

q₅

- le azioni eccezionali

q₉

azioni idrauliche, urto di un veicolo,
urto di ghiacci e natanti su pile

- le azioni sismiche

q₆

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

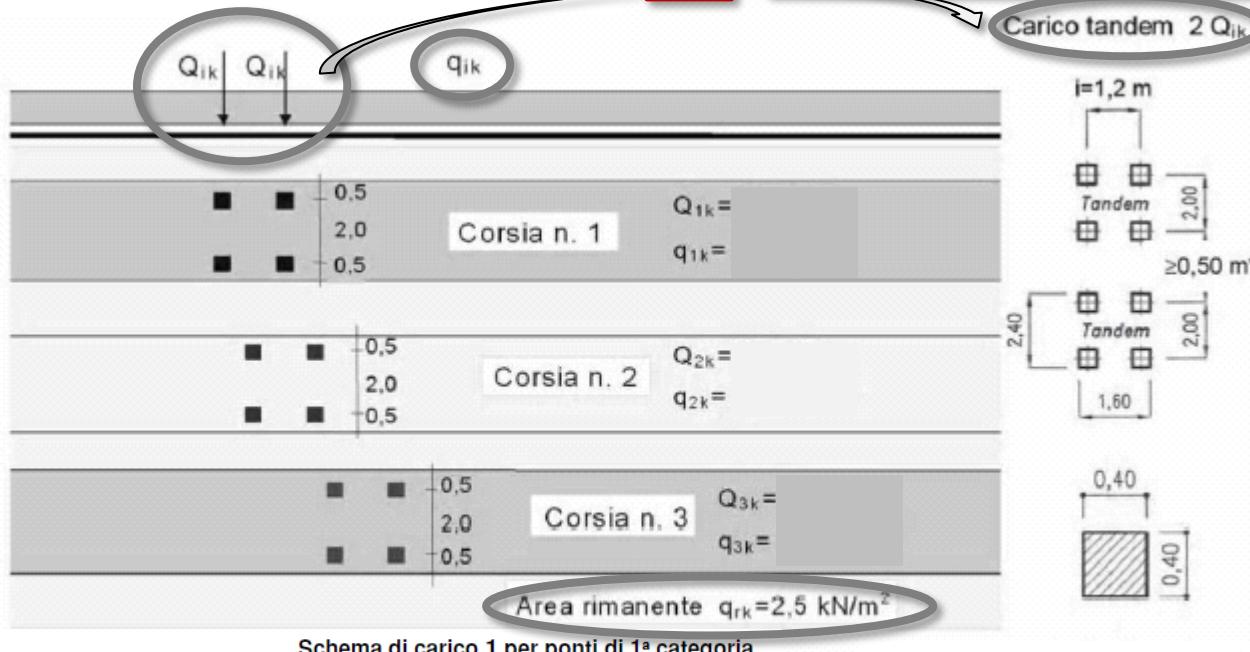


5.1.3.3.3 N.ro 6 Schemi di Carico

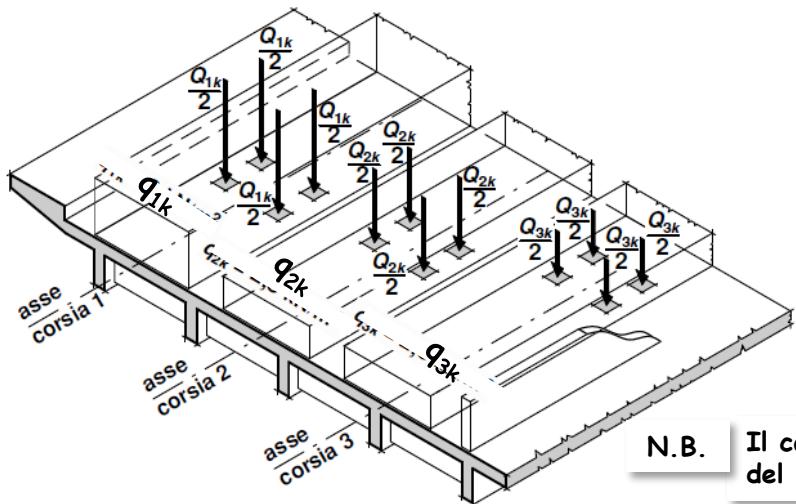
q₁

Azioni variabili da traffico comprensive degli effetti dinamici

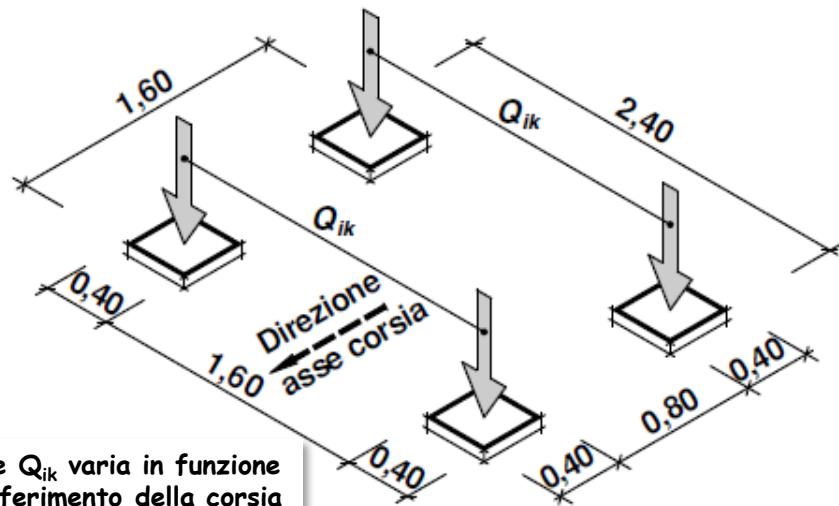
1



Verifiche
GLOBALI
e **LOCALE**

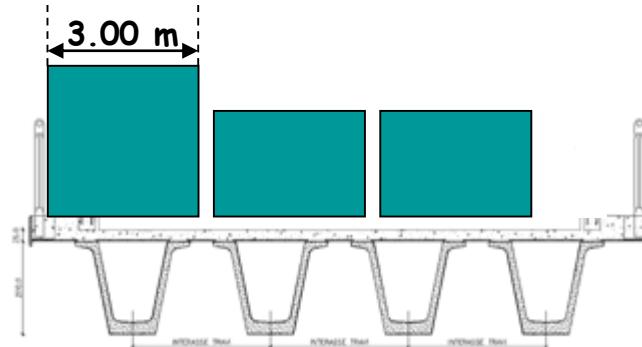
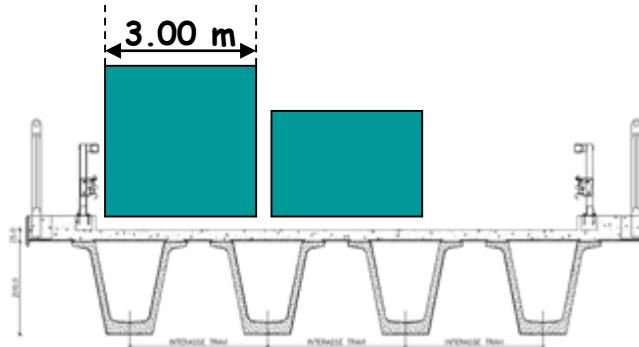


N.B. Il carico q_{ik} e Q_{ik} varia in funzione del n.ro di riferimento della corsia



5.1.3.3.5

Disposizione dei carichi mobili per realizzare le condizioni di carico più gravose



Il numero delle colonne di carichi mobili da considerare nel calcolo è quello massimo compatibile con la larghezza della carreggiata, comprese le eventuali banchine e gli eventuali marciapiedi non protetti e di altezza inferiore a 20 cm, tenuto conto che la larghezza di ingombro convenzionale è stabilita per ciascuna colonna in 3,00 m.

Sulla base dei carichi ammessi al transito i ponti stradali si dividono in 3 CATEGORIE:

- **1.a Categoria**

Carichi indicati con valore pieno

Posizione	Carico asse Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m ²]
Corsia Numero 1	300	9,00
Corsia Numero 2	200	2,50
Corsia Numero 3	100	2,50
Altre corsie	0,00	2,50

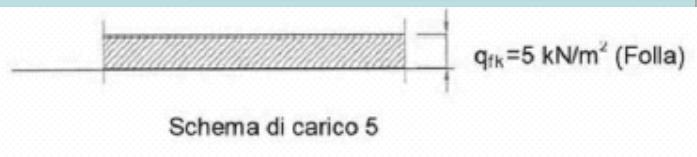
- **2.a Categoria** (Eliminata dal DM 17/01/2018)

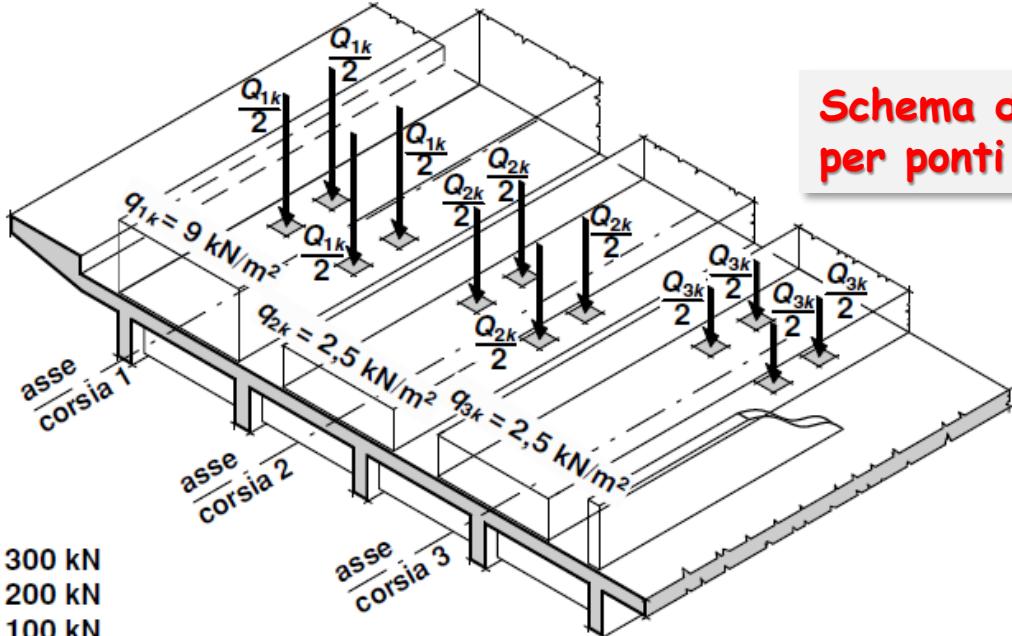
80% corsia 1 Tandem con tot= 480 kN qik= 7,2 kN/m²

Posizione	Carico asse Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m ²]
Corsia Numero 1	240	7,2
Corsia Numero 2	200	2,50
Corsia Numero 3	100	2,50
Altre corsie	0,00	2,50

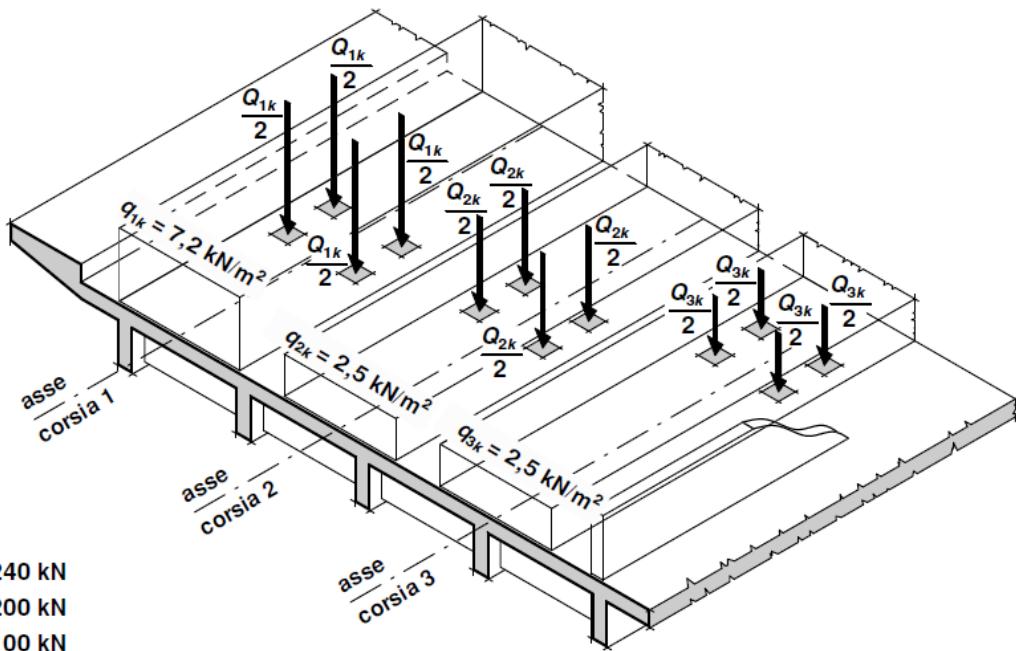
- **3.a Categoria**

Passerella con folla compatta 5,0 kN/m²





Schema di carico 1
per ponti di 1^a categoria



Schema di carico 1
per ponti di 2^a categoria

(Eliminato dal DM 17/01/2018)
- Pubblicato sulla G.U. del 20/02/18
- in vigore dal 22 marzo -

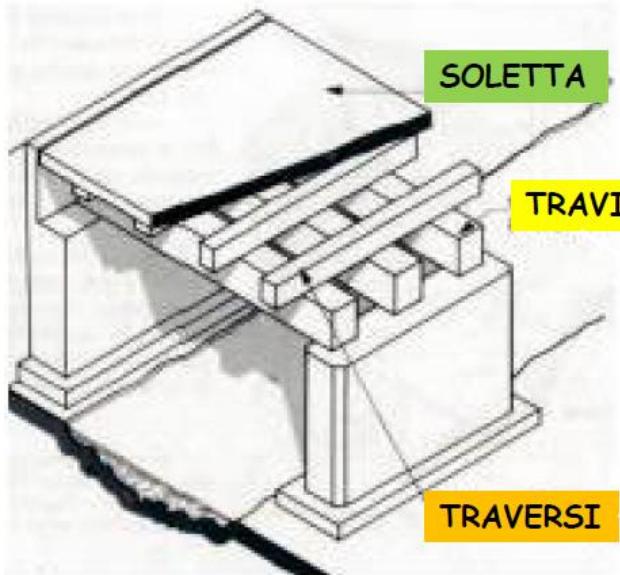
$Q_{1k} = 240 \text{ kN}$
 $Q_{2k} = 200 \text{ kN}$
 $Q_{3k} = 100 \text{ kN}$





Calcolo Impalcato

Gli elementi che costituiscono un impalcato a **GRATICCIO**



Possono essere:

- a) **ISOSTATICHE** (semplice appoggio o Gerber)
- b) **IPERSTATICHE** (travi continue)

Luci di impiego: **max 40-50 m**

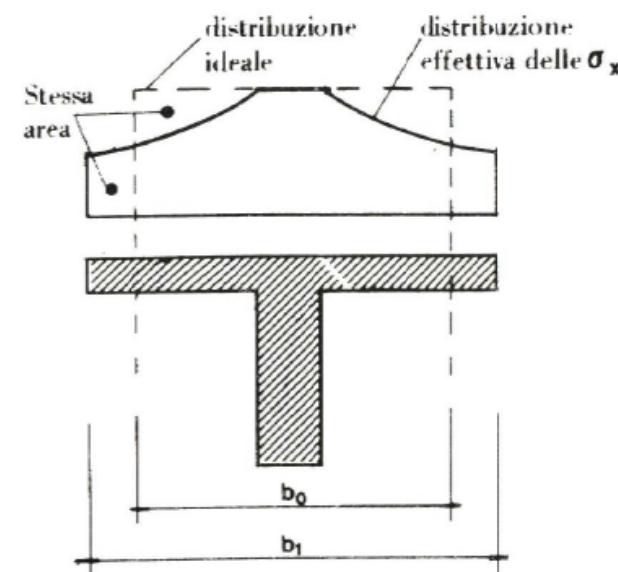
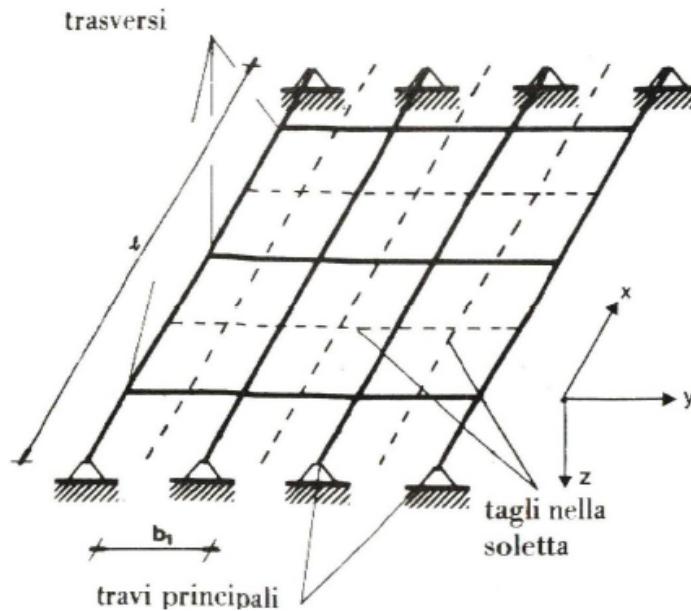
Tipologie impalcato:

C.A. - C.A.P.
Strutt. mista Acciaio-cls



Calcolo Impalcato

La schematizzazione di calcolo più semplice è quella di un **sistema piano costituito da travi incrociate** ottenute pensando di effettuare **tagli** ideali nella soletta parallelamente ai due ordini di travi



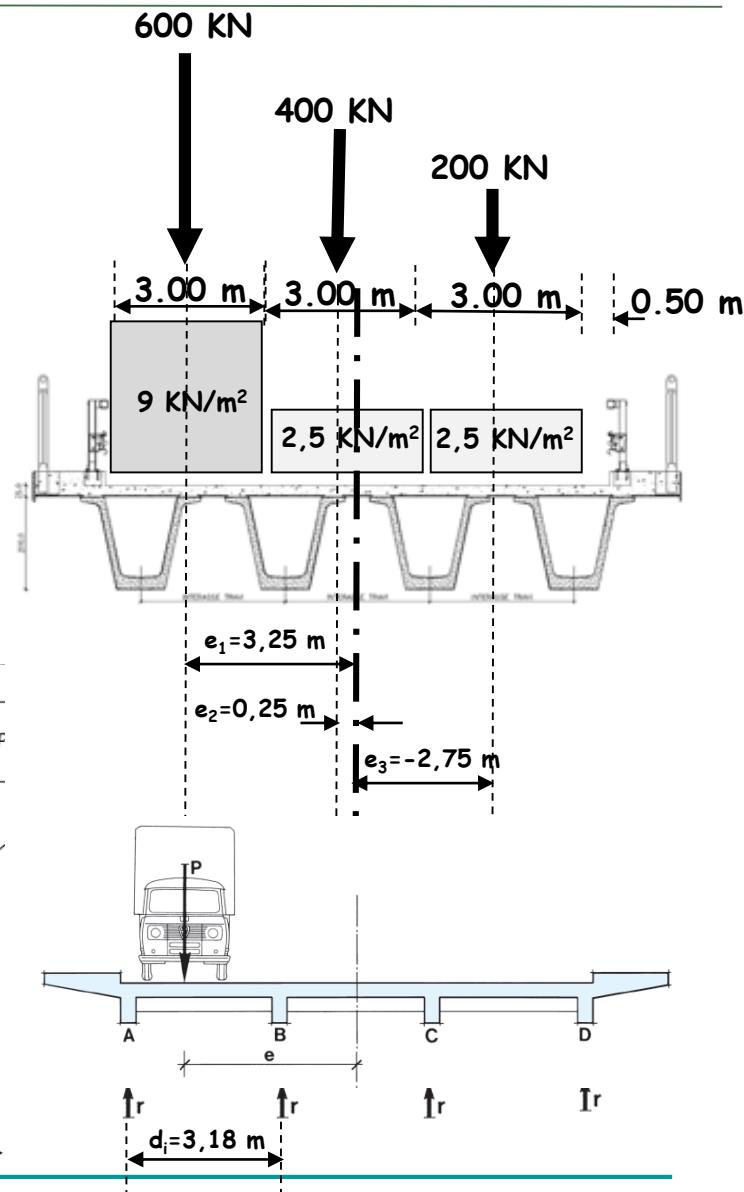
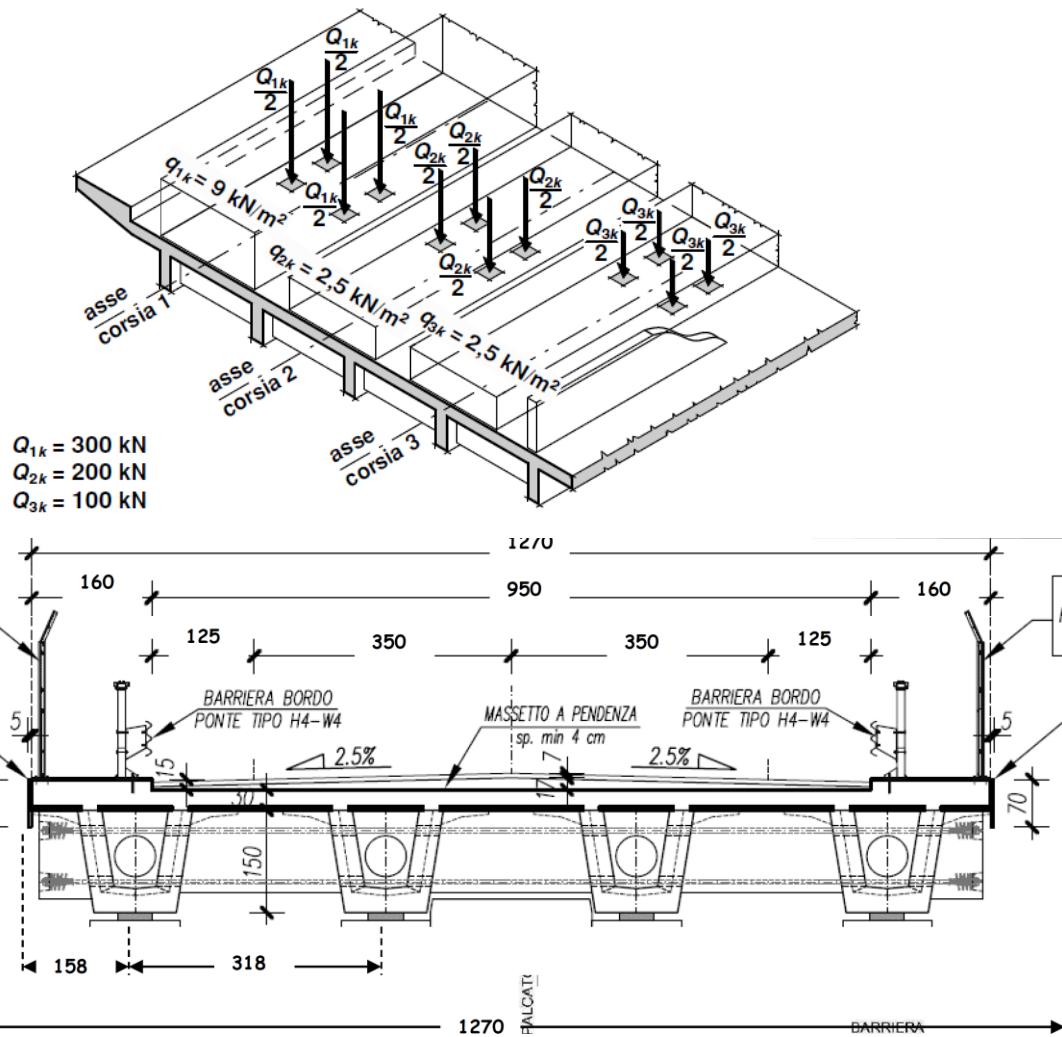
Una volta riportato lo schema statico a quello di graticcio la soluzione può facilmente essere ottenuta con un qualsiasi **programma di calcolo che analizza queste tipologie strutturali**.

In fase di predimensionamento, per un rapido calcolo manuale e per una più immediata comprensione dei ruoli ricoperti da i singoli componenti strutturali, può essere utile ricorrere ad **ulteriori ipotesi semplificative** che possono essere sintetizzate con due approcci:



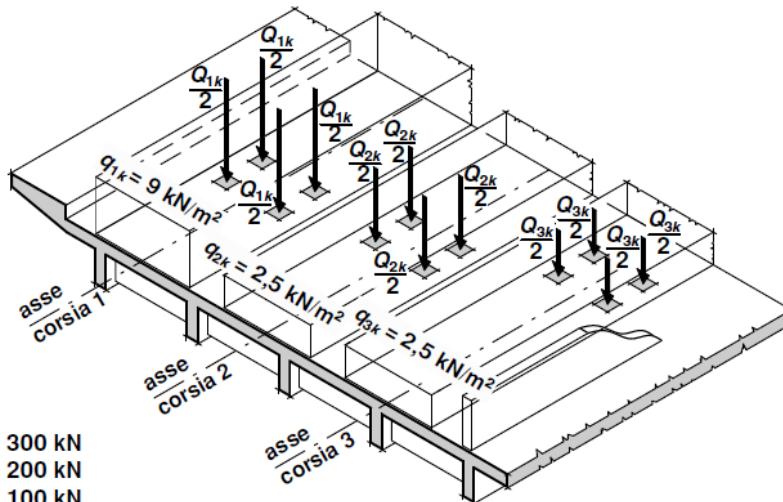
Calcolo Impalcato

Schema di carico 1 per ponti di 1^a categoria

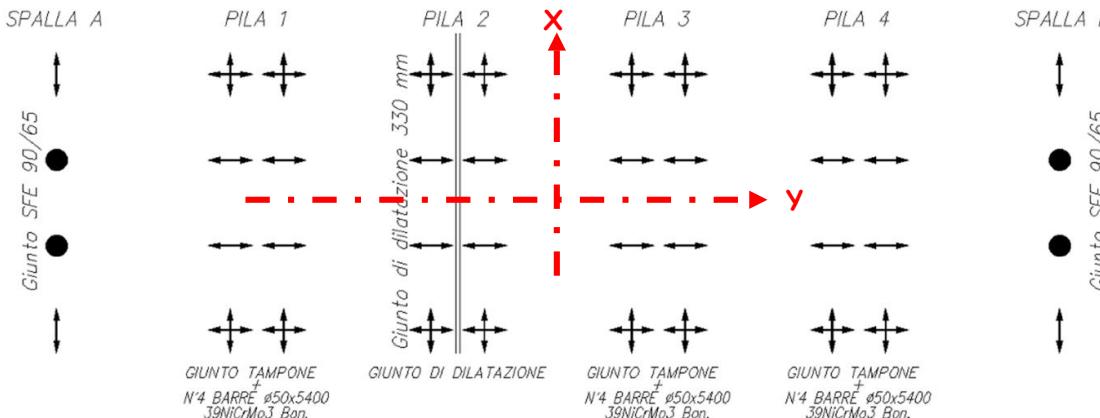


Calcolo Impalcato

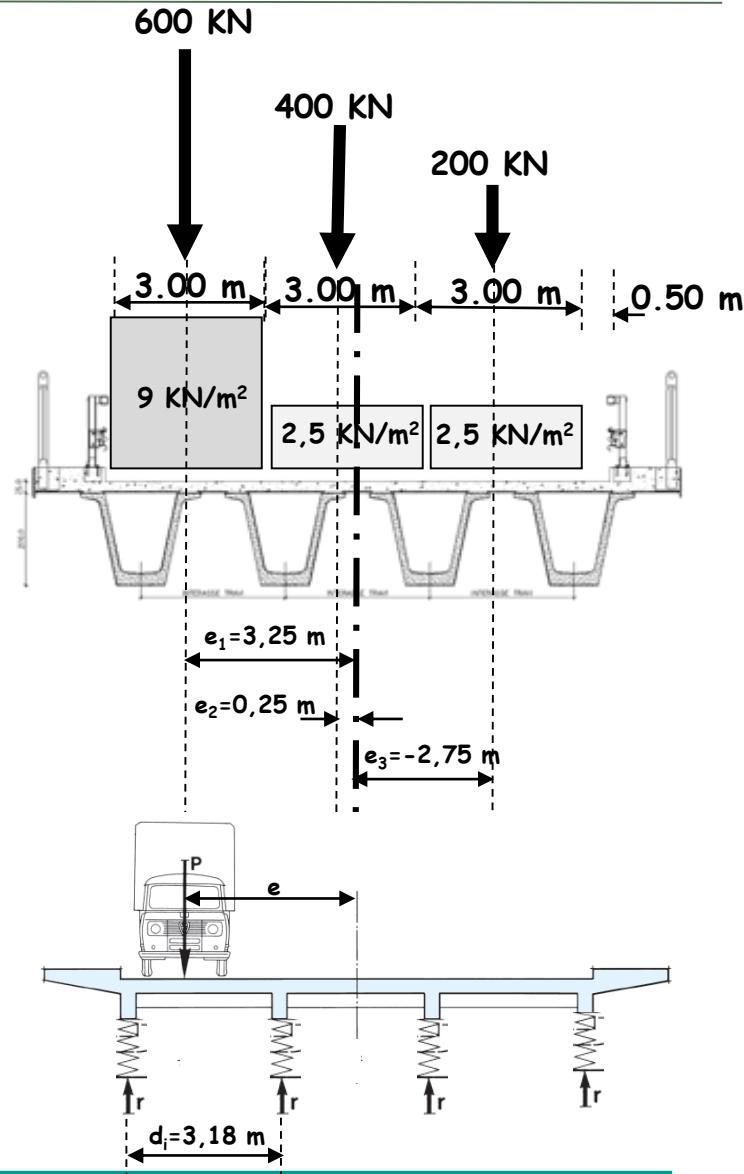
Schema di carico 1 per ponti di 1^a categoria



$$Q_{1k} = 300 \text{ kN}$$



Schema di vincolo dell'impalcato



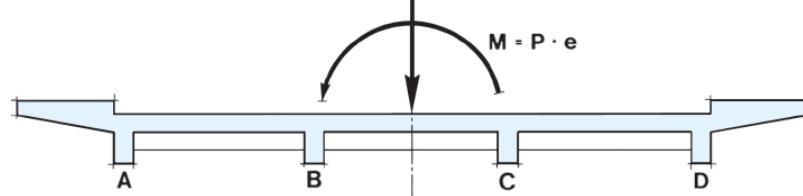
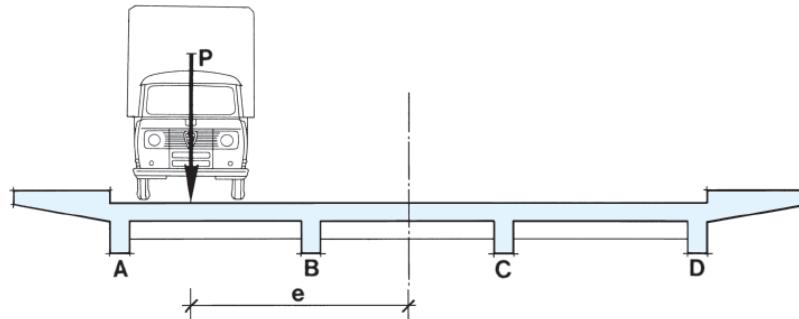


Rigidezza FLESSIONALE TRAVERSI

Rigidezza TORSIONALE delle TRAVI

∞

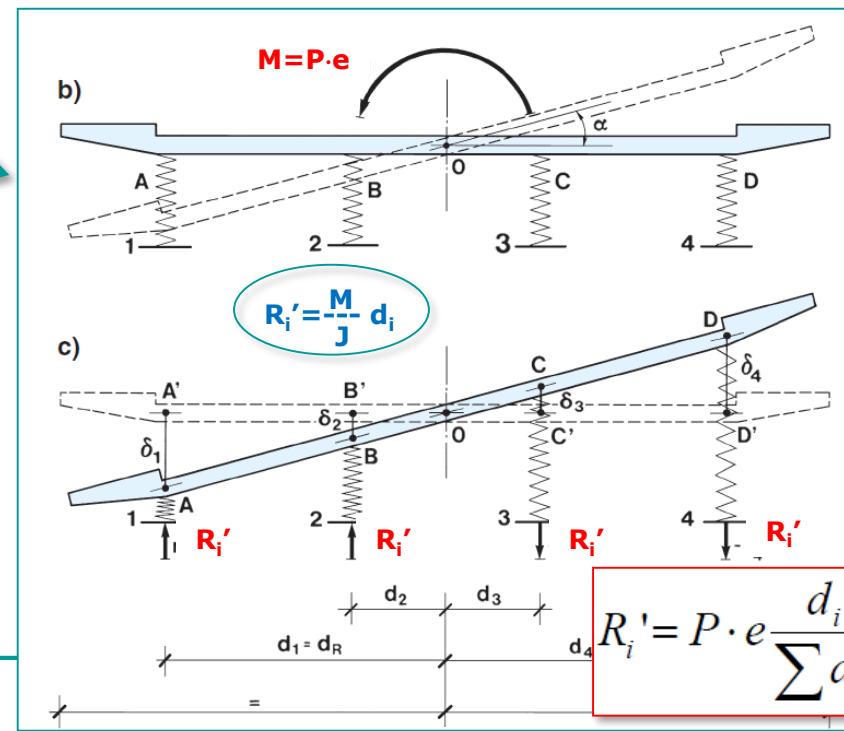
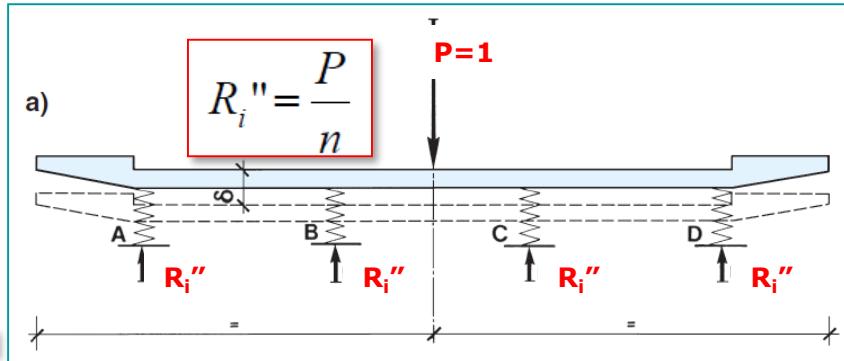
trascurabile



$$R_i = R_i'' + R_i' = P \cdot r_i = P \left(\frac{1}{n} + e \frac{d_i}{\sum d_i^2} \right)$$

Coefficiente di
ripartizione trasversale

$$r_i = \left(\frac{1}{n} + e \frac{d_i}{\sum d_i^2} \right)$$



$$R_i' = P \cdot e \frac{d_i}{\sum d_i^2}$$





Rigidezza FLESSIONALE TRAVERSI

Rigidezza TORSIONALE delle TRAVI

trascurabile

$$M = R_1 \cdot d_1 + R_2 \cdot d_2 + R_3 \cdot d_3 + R_4 \cdot d_4;$$

$$\frac{R_1}{d_1} = \frac{R_2}{d_2} = \frac{R_3}{d_3} = \frac{R_4}{d_4};$$

$$M = R_1 \left(\frac{d_1^2 + d_2^2 + d_3^2 + d_4^2}{d_1} \right)$$

$$R_1 = M \frac{d_1}{\sum d_i^2}; R_2 = M \frac{d_2}{\sum d_i^2}$$

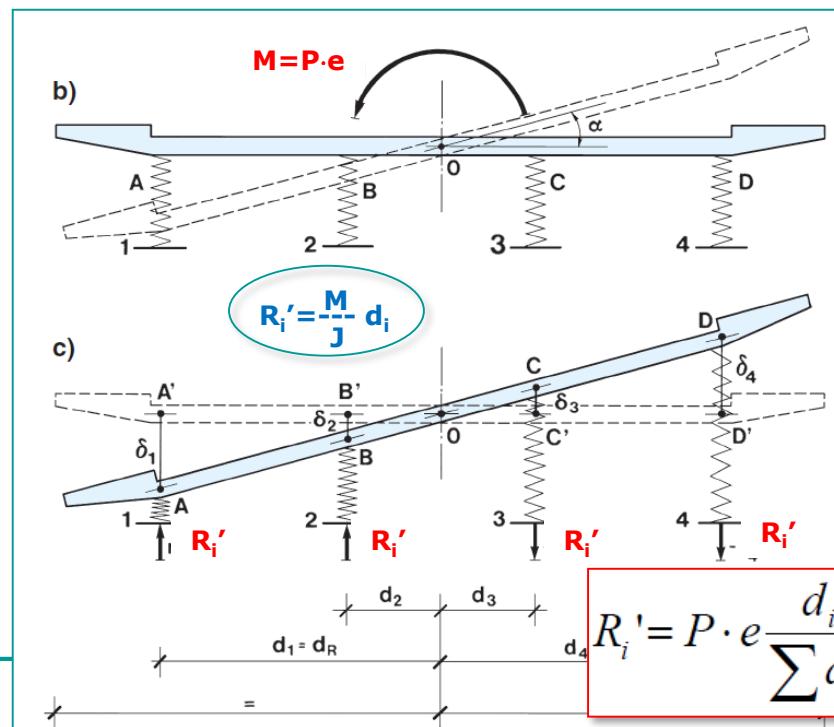
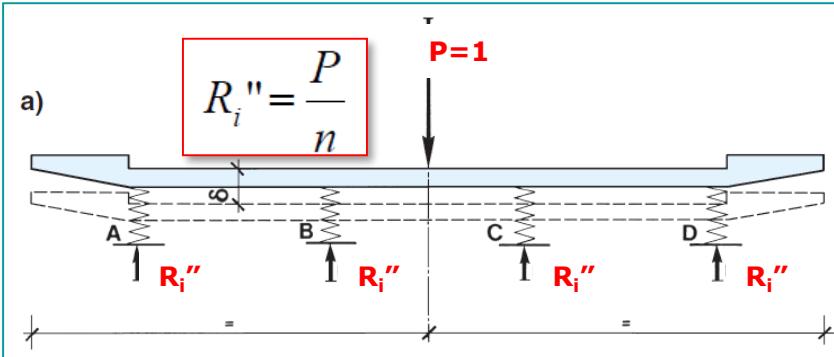
$$R_3 = M \frac{d_3}{\sum d_i^2}; R_4 = M \frac{d_4}{\sum d_i^2}$$

$$R_i = R_i'' + R_i' = P \cdot r_i = P \left(\frac{1}{n} + e \frac{d_i}{\sum d_i^2} \right)$$

Coefficiente di
ripartizione trasversale

Domenico RAFFAEL

$$r_i = \left(\frac{1}{n} + e \frac{d_i}{\sum d_i^2} \right)$$





$n = 4$

$$r_i = \left(\frac{1}{n} + e \frac{d_i}{\sum d_i^2} \right)$$

$d_1 = 4,77 \text{ m}$

$d_2 = 1,59 \text{ m}$

$d_3 = -1,59 \text{ m}$

$d_4 = -4,77 \text{ m}$

$$\sum d_i^2 = 50,562 \text{ m}^2$$

$q^*1 = 27 \text{ KN/m}$

$Q^*1 = 600 \text{ KN/m}$

$r1 = 0,5566$

$q1 = 15,0283 \text{ KN/m}$

$Q1 = 333,9623 \text{ KN}$

$r2 = 0,3522$

$q2 = 9,5094 \text{ KN/m}$

$Q2 = 211,3208 \text{ KN}$

$r3 = 0,1478$

$q3 = 3,9906 \text{ KN/m}$

$Q3 = 88,6792 \text{ KN}$

$r4 = -0,0566$

$q4 = -1,5283 \text{ KN/m}$

$Q4 = -33,9623 \text{ KN}$

$q^*2 = 7,5 \text{ KN/m}$

$Q^*2 = 400 \text{ KN/m}$

$r1 = 0,27358$

$q1 = 2,0519 \text{ KN/m}$

$Q1 = 109,4340 \text{ KN}$

$r2 = 0,25786$

$q2 = 1,9340 \text{ KN/m}$

$Q2 = 103,1447 \text{ KN}$

$r3 = 0,24214$

$q3 = 1,8160 \text{ KN/m}$

$Q3 = 96,8553 \text{ KN}$

$r4 = 0,22642$

$q4 = 1,6981 \text{ KN/m}$

$Q4 = 90,5660 \text{ KN}$

$q^*3 = 7,5 \text{ KN/m}$

$Q^*3 = 200 \text{ KN/m}$

$r1 = -0,00943$

$q1 = -0,0708 \text{ KN/m}$

$Q1 = -1,8868 \text{ KN}$

$r2 = 0,16352$

$q2 = 1,2264 \text{ KN/m}$

$Q2 = 32,7044 \text{ KN}$

$r3 = 0,33648$

$q3 = 2,5236 \text{ KN/m}$

$Q3 = 67,2956 \text{ KN}$

$r4 = 0,50943$

$q4 = 3,8208 \text{ KN/m}$

$Q4 = 101,8868 \text{ KN}$

Valori caratteristici carichi mobili sulla trave di bordo

$q = 17,1 \text{ KN/m}$

$Q_{1,2} = 109,4340 \text{ KN}$

$Q_{1,1} = 333,9623 \text{ KN}$

$Q = 443,4 \text{ KN}$

$q_{1,2} = 2,0519 \text{ KN/m}$

$q_{1,1} = 15,0283 \text{ KN/m}$





COMBINAZIONE DELLE AZIONI

Combinazioni delle azioni per SLU

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \Psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \Psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazioni delle azioni per SLE

Rara

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \Psi_{02} \cdot Q_{k2} + \Psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Frequente

$$G_1 + G_2 + P + \Psi_{11} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \Psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Quasi perm.

$$G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \Psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Ai fini delle verifiche agli SL è necessario conoscere oltre alle azioni permanenti **G** ed alle precompressioni **P** anche:

I valori dei coefficienti parziali per le azioni **γ_{ij}**

I valori dei coefficienti di combinazione **$\Psi_{0,j}$ $\Psi_{1,j}$ $\Psi_{2,j}$**

I valori caratteristici delle azioni variabili **Q_{kj}**





Coefficienti parziali per l'effetto delle Azioni nelle verifiche SLU

γ_{ij}

Equilibrio come corpo rigido

Resistenza del Terreno

Resistenza della Struttura

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

Coefficienti di combinazione per azioni variabili

$\psi_{0,j} \psi_{1,j} \psi_{2,j}$



Tutti nulli con eccezione della temperatura

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

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



SLE

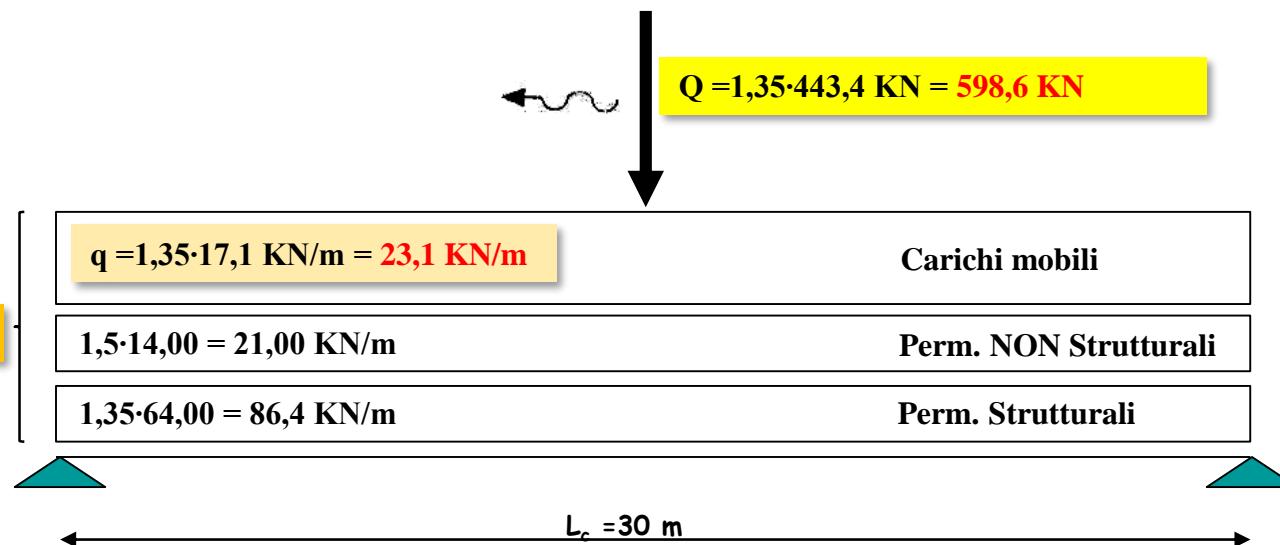




C.C. SLU sulla trave di bordo con carichi mobili dominanti

$$\begin{aligned} P_{p\text{trave}} &= 27,15 \text{ KN/m} \\ P_{\text{soletta gravante sulla trave}} &= 31,85 \text{ KN/m} \\ \text{Incidenza trasversi} &= 5,00 \text{ KN/m} \\ \hline \Sigma \text{ Perm. Strutturali} &= 64,00 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{\text{finiture gravanti sulla trave}} &= 2,00 \text{ KN/m} \\ P_{\text{pavimentazione gravante sulla trave}} &= 8,15 \text{ KN/m} \\ \text{Incidenza cordoli} &= 3,85 \text{ KN/m} \\ \hline \Sigma \text{ Perm. NON Strutturali} &= 14,00 \text{ KN/m} \end{aligned}$$





Criteri generali di progettazione antisismica CD «B»



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.



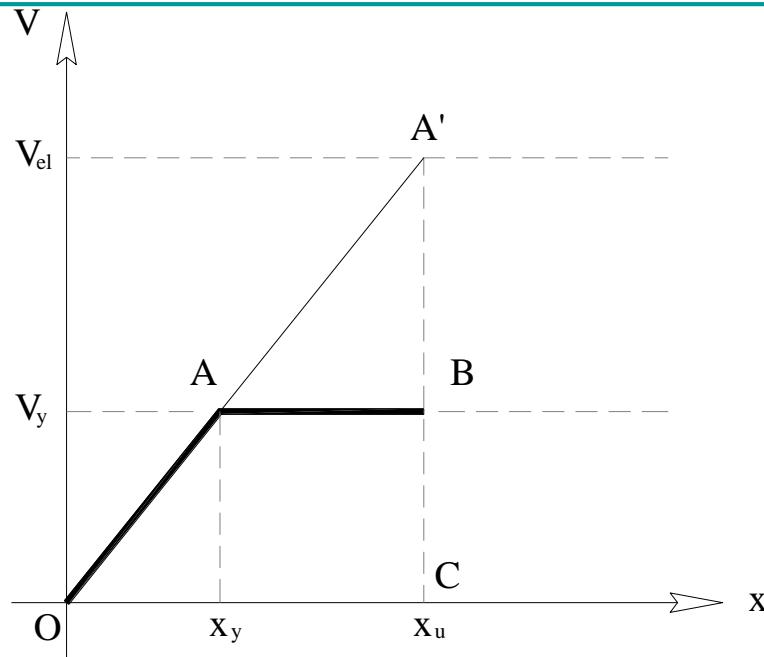
CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE ANTISISMICA

- ▶ Formazione di un meccanismo dissipativo stabile (**GERARCHIA DELLE RESISTENZE**)
- ▶ Deformazioni plastiche concentrate in zone progettate per garantire un comportamento "duttile" (**ZONE CRITICHE**)
- ▶ Diffusione della plasticizzazione nel maggior numero di componenti (**REDISTRIBUZIONE**)
- ▶ Evitare **MARTELLAMENTI** e **PERDITE DI APPOGGIO**

Capacita' dissipativa - FATTORE DI STRUTTURA (q)

- ▶ Definisce il **LIVELLO DISSIPATIVO** atteso per il ponte.
- ▶ È definito a partire dal valore ottenuto per **CIASCUNA PILA**
- ▶ È definito in funzione della **SNELLEZZA** del **LIVELLO DI SFORZO** e della **CLASSE DI DUTTILITÀ** della pila





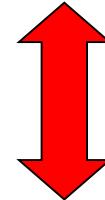
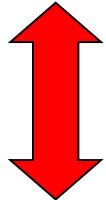
Uguaglianza dello spostamento massimo nella risposta elastica ed elasto-plastica

$$(x_{max})_{el} \approx (x_{max})_{pl}$$

Una giustificazione intuitiva dell'uguaglianza degli spostamenti può essere ricercata nella constatazione che il sistema elasto-plastico, una volta che la sua risposta esca dal tratto $O-A$ di pre-plasticizzazione, vede accelerare il suo moto relativo in ragione della riduzione che esibisce il taglio V rispetto al valore elastico kx . D'altra parte, però, questo effetto è mitigato dal fatto che la forza d'inerzia assoluta decresce a causa della riduzione dello stesso taglio, tanto che i due effetti, alla fine, si compensano.



$$m \ddot{u} + k x = 0 \Rightarrow m(\ddot{x}_g + \ddot{x}) + k x = 0 \Rightarrow m \ddot{x} + k x = -m \ddot{x}_g(t)$$



$$m \ddot{u} + V(x, \dot{x}) = 0 \Rightarrow m(\ddot{x}_g + \ddot{x}) + V(x, \dot{x}) = 0 \Rightarrow m \ddot{x} + V(x, \dot{x}) = -m \ddot{x}_g(t)$$



Nelle ipotesi approssimate appena descritte, il fattore di riduzione del taglio

$$q = \frac{V_{el}}{V_y}$$

che le norme italiane denominano *fattore di struttura*, è proprio uguale alla duttilità che l'analisi non lineare richiede alla struttura:

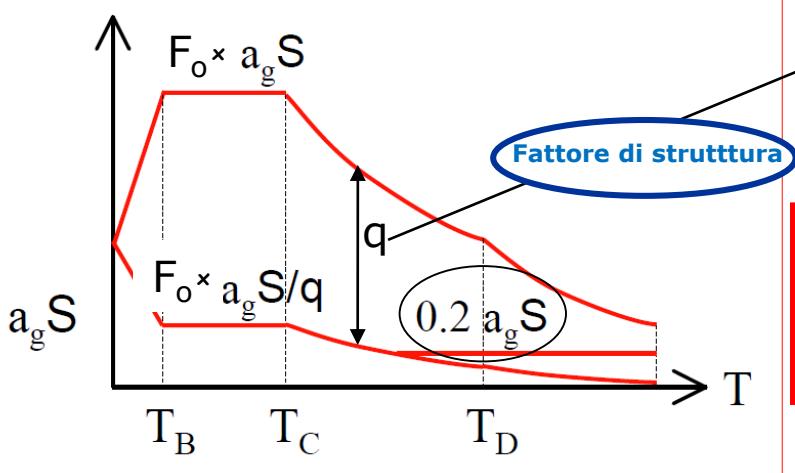
$$q = \frac{V_{el}}{V_y} = \frac{x_u}{x_y} = \mu_{rich}$$



L'applicazione dell'ANALISI LINEARE ai PONTI

Componente ORIZZONTALE del moto

Per gli S.L.U. (Salvaguardia della Vita e Collasco) si dà per scontato che la struttura vada oltre il limite elastico. E' possibile condurre una Analisi Elastica convenzionale (struttura indefinitamente elastica), introducendo il "**FATTORE DI STRUTTURA**" che consente di definire lo "**SPETTRO DI PROGETTO**" (input sismico ridotto) per tener conto delle capacità dissipative della struttura in campo plastico.



$$q = q_o(v_K) \times K_R$$

$$K_R = 2/\tilde{r}$$

Valore di base funzione della
compressione normalizzata

$$v_k = N_{Ed} / A_c f_{ck}$$

FATTORE di REGOLARITA' da controllare a posteriori

Componente VERTICALE del moto

sempre

$$q=1$$



Valori massimi del fattore di struttura (validi per $v_k = N_{Ed}/A_c f_{ck} \leq 0.6$)

Tabella 7.9.I – Valori di q_0 .

Tipi di elementi duttili	q_0	
	CD''B''	CD''A''
Pile in cemento armato ($v_k < 0,3$)		
Pile verticali inflesse	1,5	$3,5 \lambda$
Elementi di sostegno inclinati inflessi	1,2	$2,1 \lambda$
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 (*)	1,0	1,0
Archi	1,2	2,0

(*) Le strutture che si muovono con il terreno non subiscono amplificazione dell'accelerazione del suolo e sono caratterizzate da periodi naturali di vibrazione in direzione orizzontale molto bassi ($T \leq 0,03$ s). Appartengono a questa categoria le spalle connesse, mediante collegamenti flessibili, all'impalcato.

Ponti isostatici



I valori massimi q_0 del fattore di struttura sono da applicare alle singole pile, per ciascuna delle due direzioni principali

Ponti a travata continua



I valori massimi q_0 del fattore di struttura sono da applicare all'intera struttura, per ciascuna delle due direzioni principali

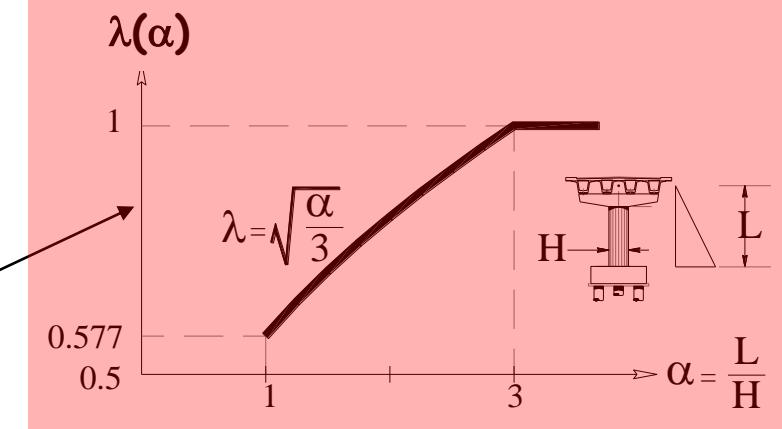


7.9.2.1 Valori del fattore di struttura

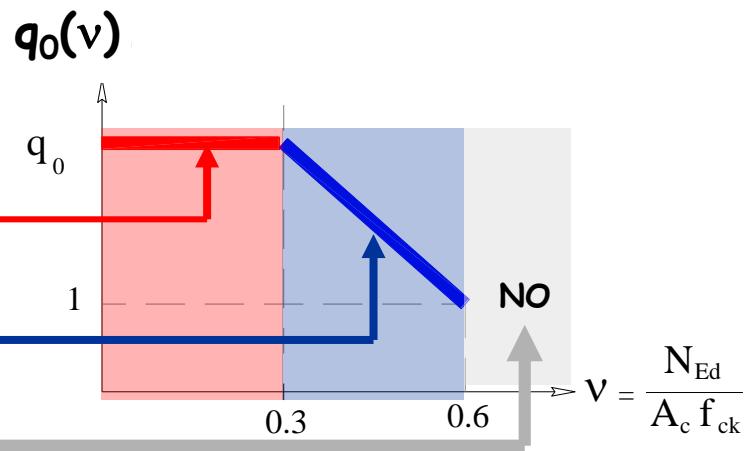
ELEMENTI DUTTILI IN C.A.

Tabella 7.9.1 – Valori di q_0 .

Tipi di elementi duttili	q_0	
	CD''B''	CD''A''
Pile in cemento armato	1.5	3.5 λ
Pile verticali inflesse		



COMPRESSE	COMPRESSE NORMALIZZATA	$v_K \leq 0.3$	q_0 (Tab.7.9.1)
		$0.3 < v_K \leq 0.6$	$q_0(v_K) = q_0 \cdot \left[\frac{v_K}{0.3} - 1 \right] (q_0 - 1)$
	$v_K > 0.6$	NO !!!	



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**.

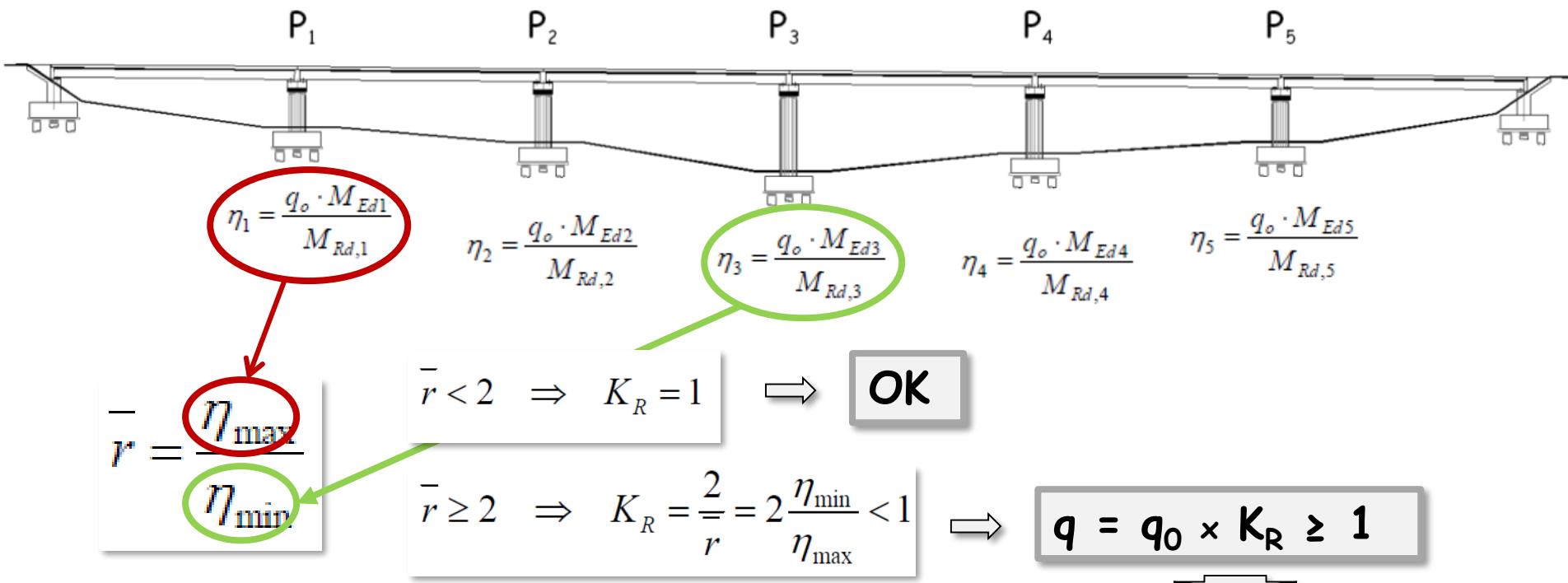
Valori maggiori di 1,5, e comunque non superiori a 3,5, possono essere adottati solo qualora le richieste di duttilità vengano verificate mediante analisi non lineare.



FATTORE di REGOLARITÀ K_R

Il **requisito di regolarità** (applicabilità di $K_R=1$) va VERIFICATO A POSTERIORI con la seguente procedura:

1. Effettuare analisi con $K_R=1$ ($q=q_0$)
2. Valutare per ciascuna pila il **momento di calcolo $M_{Ed,j}$** prodotto alla base di ciascuna pila dalla combinazione sismica di progetto
3. Valutare il **momento resistente $M_{Rd,j}$** alla base di ciascuna pila



Ripetere l'analisi con il nuovo q



7.9.3 MODELLO STRUTTURALE

Modellazione dell'IMPALCATO

Rigidezza Flessionale

L'impalcato, specie se in c.a.p., può generalmente considerarsi **interamente reagente**.

Per gli impalcati in c.a. è opportuno valutare il loro effettivo stato di **fessurazione**.

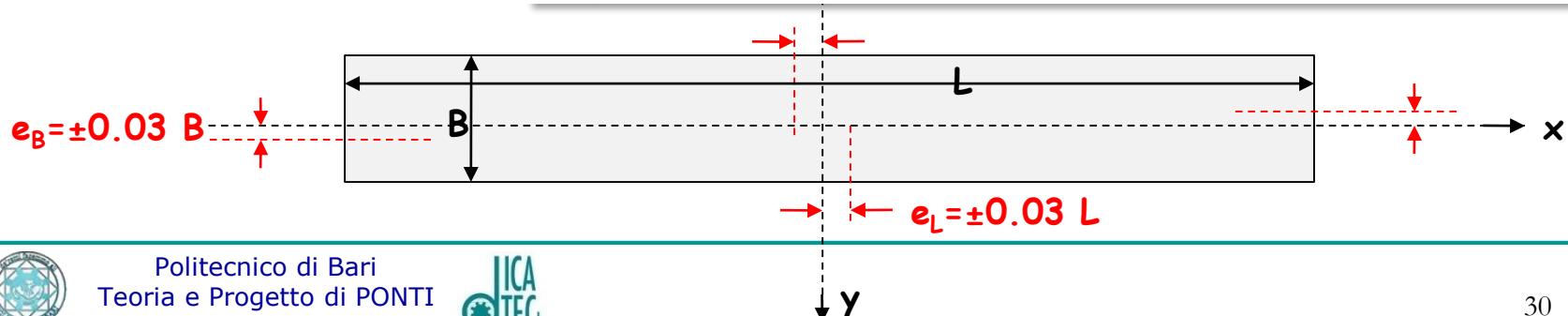
Rigidezza Torsionale

Vanno considerate **significative riduzioni per la fessurazione**:

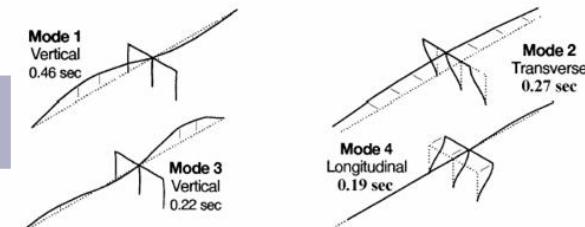
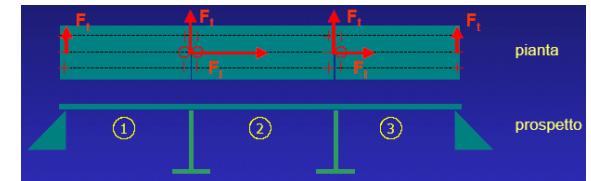
- sez. aperte o solette, \Rightarrow rigidezza nulla;
- sez. scatolari precompr. \Rightarrow rigidezza pari al 50% della rigidezza non fessurata;
- sez. scatolari in c.a. \Rightarrow rigidezza pari al 30% della rigidezza non fessurata.

Eccentricità accidentale

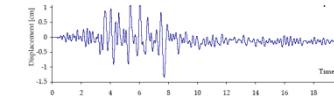
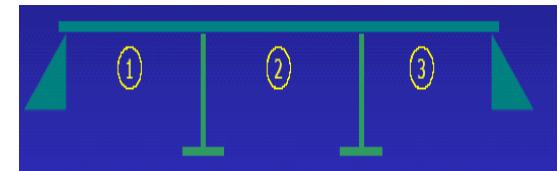
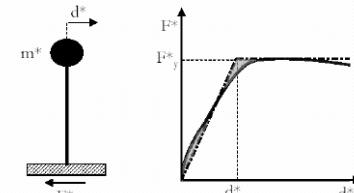
Per tenere conto della **variabilità spaziale del moto sismico**, al C.M. deve essere attribuita una **eccentricità accidentale** rispetto alla sua posizione di calcolo:



A

Analisi
LINEAREA₁) STATICÀA₂) DINAMICA MODALE

B

Analisi NON-
LINEAREB₁) STATICÀB₂) DINAMICA

ITHA
Inelastic
Time History
Analysis



Analisi **STATICA o DINAMICA**
in campo **LINEARE**

La risposta può essere calcolata separatamente per ciascuna delle tre componenti. Gli effetti sulla struttura (**SOLLECITAZIONI, DEFORMAZIONI, SPOSTAMENTI, ecc.**) saranno combinati successivamente, applicando la seguente espressione:

$$1,00 \cdot E_x + 0,30 \cdot E_y + 0,30 \cdot E_z$$

con rotazione dei coefficienti moltiplicativi e conseguente individuazione degli effetti più gravosi.

Analisi **STATICA**
in campo **NON-LINEARE**

Ciascuna delle due componenti orizzontali (insieme a quella verticale corrispondenti) è applicata separatamente. (Analisi **push-over**)

Come effetti massimi si assumono i valori più sfavorevoli così ottenuti.

Analisi **DINAMICA**
(con integrazione al passo)
in campo **LINEARE o
NON-LINEARE**

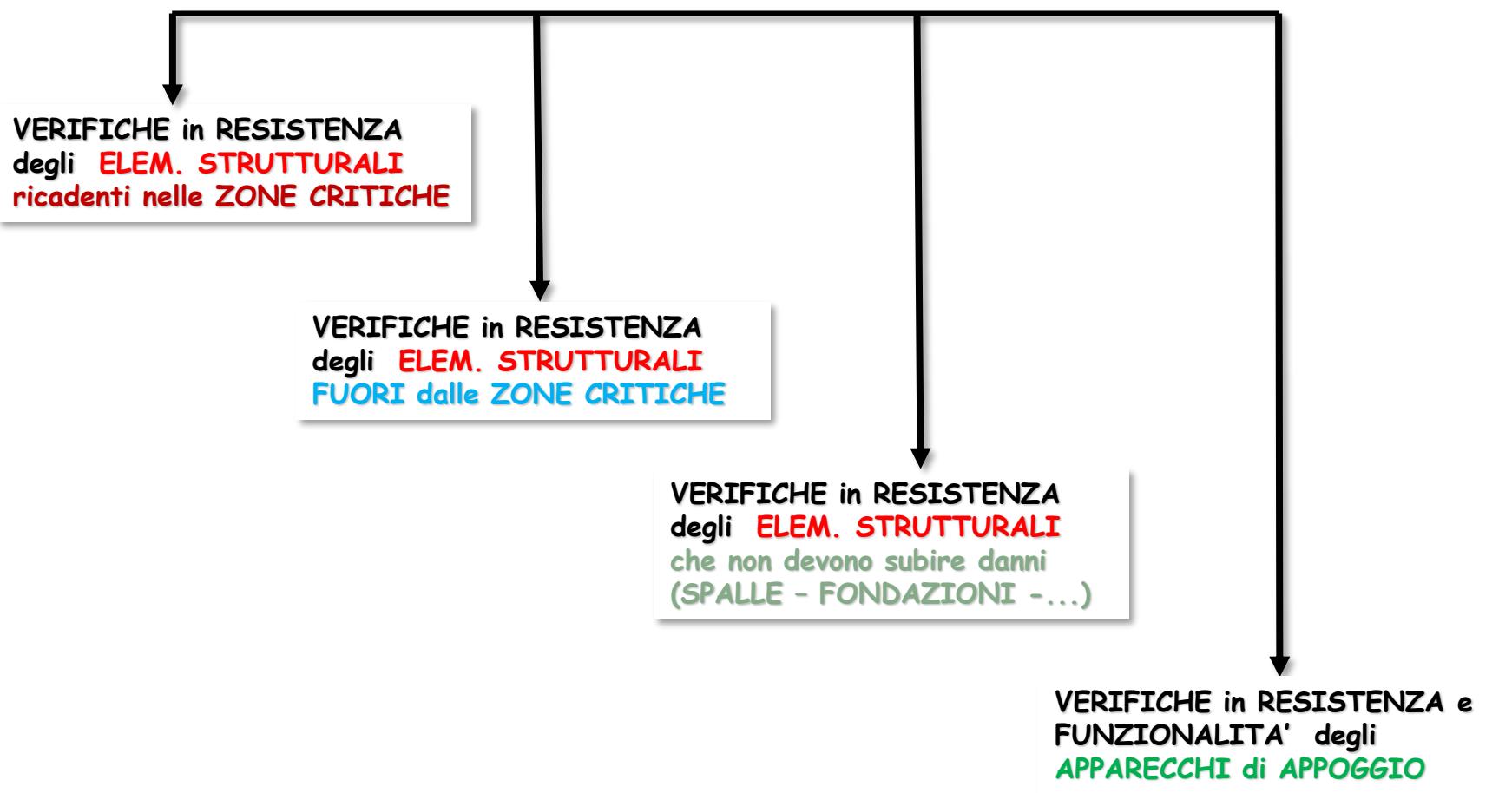
Le due componenti accelerometriche orizzontali (e quella verticale) sono applicate simultaneamente a formare un gruppo di accelerogrammi.

7 Gruppi: → valori medi degli effetti più sfavorevoli
3-6 Gruppi: → valori più sfavorevoli degli effetti

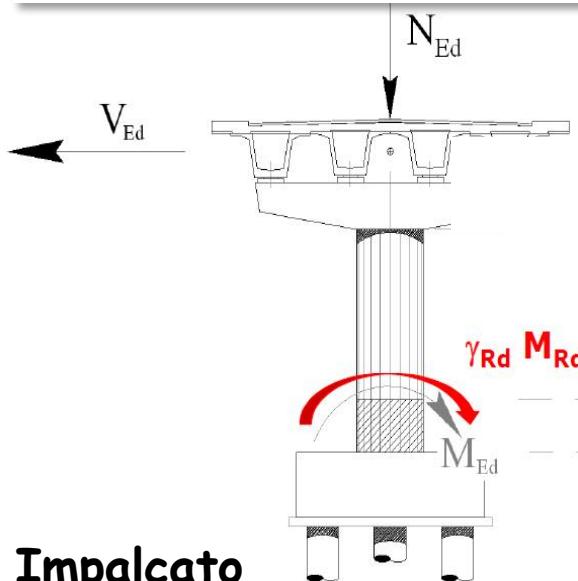


3

CRITERI DI VERIFICA



Predimensionamento della Pila per consentire modellazione e analisi



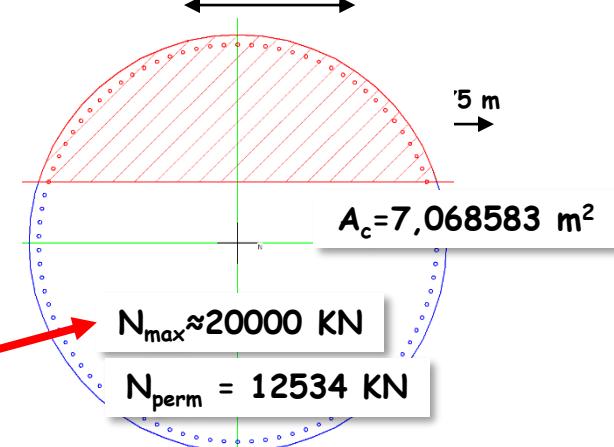
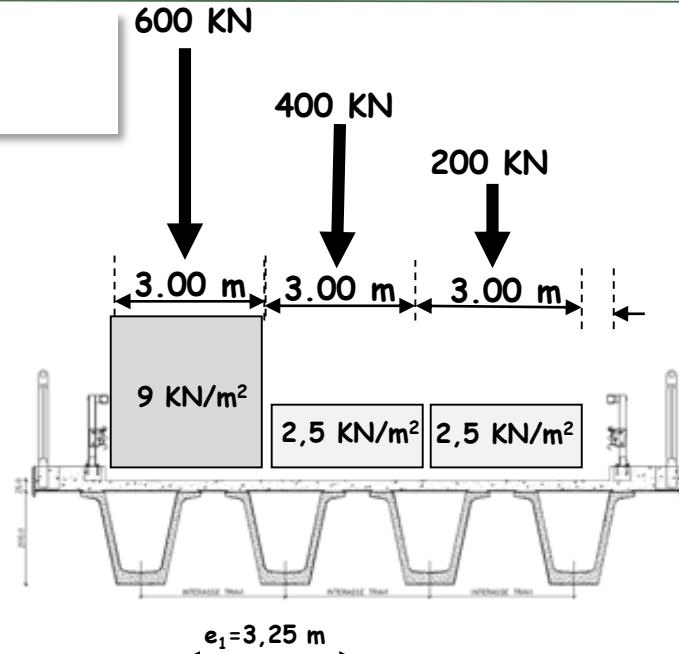
Impalcato

$$(600+400+200+(9+2.5+2.5)\times 3\times 30)\times 1.35+ \\ +(14,00\times 4\times 30\times 1.5+64.00\times 4\times 30\times 1.35)= \\ = 3321+2520+10368= \mathbf{16209 \text{ kN}}$$

Pulvino $\approx 2000 \text{ kN}$

Pila $7.06\times 8\times 25\times 1.35 \approx 2000 \text{ kN}$

Totale $16209+2000+2000 \approx \boxed{20000 \text{ kN}}$

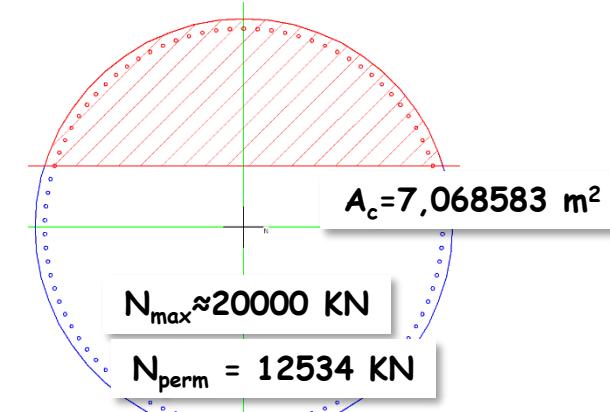




Predimensionamento della Pila per consentire modellazione e analisi

Materiali	
B450C	C25/30
ε_{su} 67,5 %	ε_{c2} 2 %
f_yd 391,3 N/mm ²	ε_{cu} 3,5
E_s 200.000 N/mm ²	f_{cd} 14,17
E_s/E_c 15	f_{cc} / f_{cd} 0,8
ε_{syd} 1,957 %	$\sigma_{c,adm}$ 9,75
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm ²	τ_{co} 0,6
	τ_{c1} 1,829

Sezione circolare cava	
Raggio esterno	150 [cm]
Raggio interno	[cm]
N° barre uguali	60
Diametro barre	2,6 [cm]
Copriferro (baric.)	7 [cm]



$$v_K = \frac{N_{Ed}}{f_{ck} \cdot A_c} = \frac{20000000}{2,5 \cdot 7068583} = 0,11 < 0,3$$

COMPRESSE

COMPRESSE NORMALIZZATA

$$v_K = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{ck}}$$

$$v_K \leq 0,3$$

$$q_0 = 1,5 \text{ CD'B'}$$

$$q_o \quad (\text{Tab.7.9.1})$$

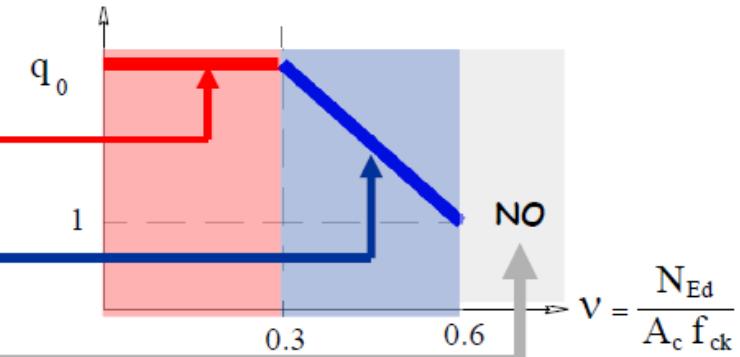
$$0,3 < v_K \leq 0,6$$

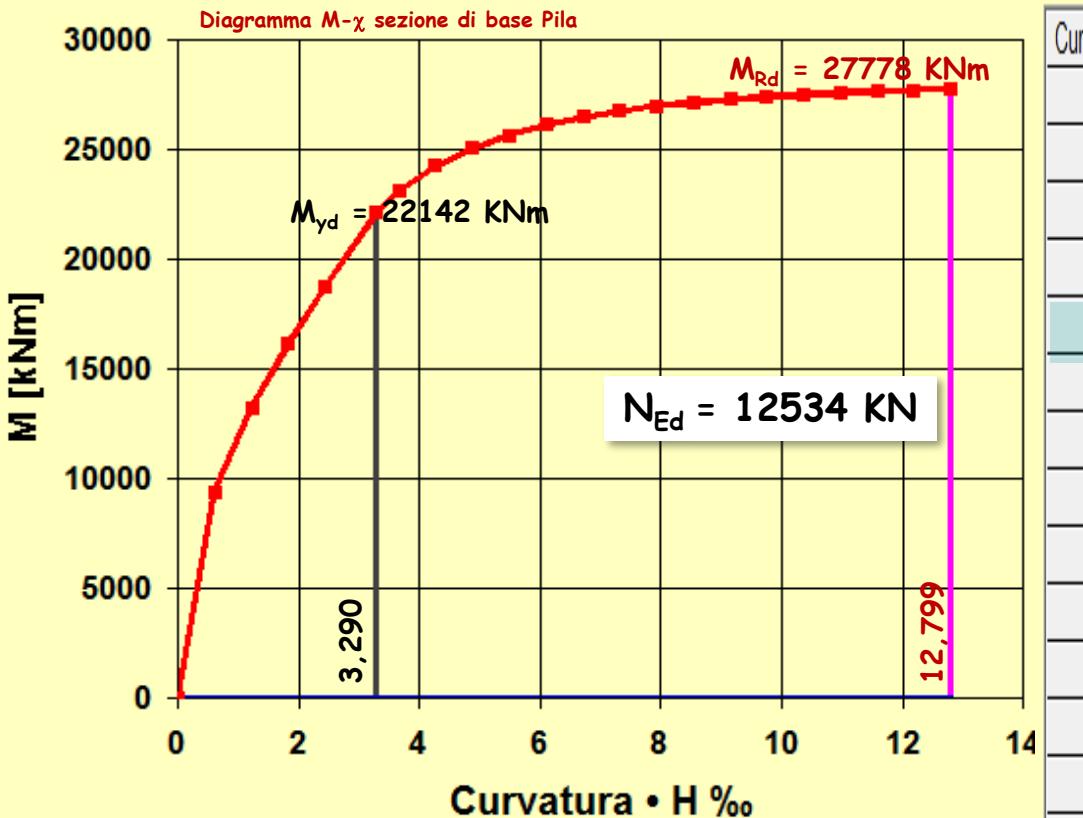
$$q_o(v_K) = q_o \cdot \left[\frac{v_K}{0,3} - 1 \right] (q_o - 1)$$

$$v_K > 0,6$$

NO !!!

$$q_0(v)$$





$$X_y = 3,29 / (3000) = 0,001097 \text{ (1/m)}$$

$$X_u = 12,025 / (3000) = 0,00427 \text{ (1/m)}$$

(H=altezza totale sezione = 3000 mm)

N_{E_d} 12.534 kN

n° punti 20

max M_{1R_d} 27.779

e_2 0

L_o 0 cm

Ricalcola

Duttilità di curvatura

$$\mu_\phi = \frac{\text{curv. ultima}}{\text{curv. snerv.}} = 3,89$$

$$\frac{12,799}{3,29} = 3,89$$

NTC #7.4.4 - EC8 #5.2.3.4(3)

La duttilità di curvatura μ_ϕ può essere calcolata come rapporto tra la curvatura cui corrisponde una riduzione del 15% della massima resistenza a flessione ovvero il raggiungimento delle deformazioni ultime del calcestruzzo ϵ_{cu} o dell'acciaio ϵ_{uk} e la curvatura al limite di snervamento e deve risultare almeno 1,5 volte la duttilità di curvatura calcolata con le espressioni (7.4.1).

Curv. · H [%]	M [kN m]	M - M2 [kN m]	eps CIs [%]	eps Acc [%]	N CIs [kN]
0,609	9.434,06	9.434,06	0,407	0,188	11.882,85
1,219	13.276,65	13.276,65	0,625	0,566	12.436,93
1,828	16.163,03	16.163,03	0,819	0,967	13.141,72
2,438	18.752,96	18.752,96	1,004	1,377	13.905,15
3,290	22.142,63	22.142,63	1,257	1,957	15.007,90
3,657	23.168,56	23.168,56	1,359	2,212	15.335,31
4,266	24.299,71	24.299,71	1,665,12	Snervamento $\epsilon_{yd}=1,957\%$	
4,876	25.090,03	25.090,03	1,670	3,091	15.867,59
5,485	25.685,18	25.685,18	1,817	3,540	15.996,45
6,095	26.152,05	26.152,05	1,960	3,993	16.076,83
6,704	26.525,46	26.525,46	2,099	4,448	16.120,87
7,313	26.803,80	26.803,80	2,239	4,904	16.165,54
7,923	27.026,15	27.026,15	2,379	5,359	16.230,32
8,532	27.188,79	27.188,79	2,519	5,814	16.276,38
9,142	27.329,63	27.329,63	2,660	6,268	16.337,64
9,751	27.440,31	27.440,31	2,800	6,724	16.377,22
10,361	27.528,36	27.528,36	2,940	7,179	16.422,37
10,970	27.609,58	27.609,58	3,081	7,634	16.468,26
11,580	27.680,89	27.680,89	3,221	8,088	16.507,31
12,189	27.733,64	27.733,64	3,360	8,545	16.530,04
12,799	27.778,64	27.778,64	3,500	9,000	16.563,32



5.1.3.8

Azioni sismiche

96

Per le azioni sismiche si devono rispettare le prescrizioni di cui al § 3.2.

Per la determinazione degli effetti di tali azioni si farà di regola riferimento alle sole masse corrispondenti ai pesi propri ed ai sovraccarichi permanenti, considerando nullo il valore quasi permanente delle masse corrispondenti ai carichi da traffico.

Vita Nominale

Periodo di Riferimento

Tempo di Ritorno

Coordinate Geografiche

Forma Spettrale

- PGA
- su suolo rigido
 - in campo libero
 - sup. topografica orizzontale

Effetti Locali

Accelerogramma ????

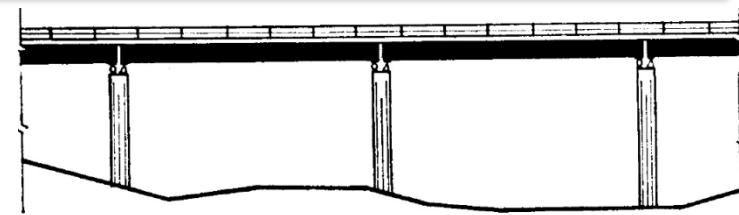
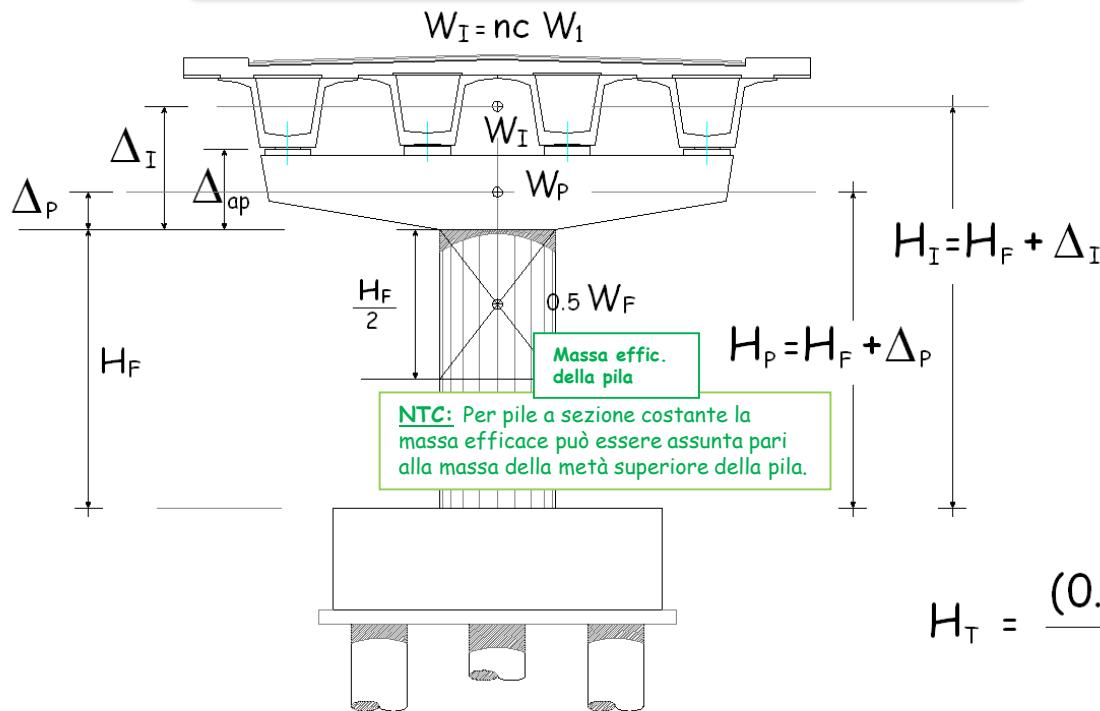
SPETTRO ELASTICO



Come e quando è possibile operare con l'ANALISI STATICÀ LINEARE

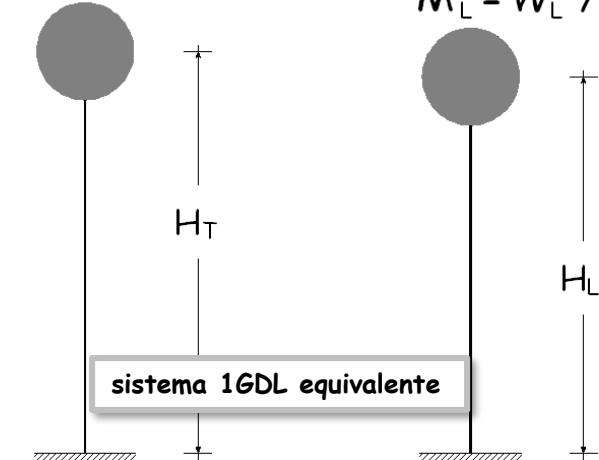
Ponti a travata semplicemente appoggiata

Direzione Longitudinale e Trasversale



$$M_T = W_T / g$$

$$M_L = W_L / g$$



$$H_T = \frac{(0.5 W_F \times 0.75 H_F) + W_P \times H_P + W_I \times H_I}{W_T}$$

$$H_L = \frac{(0.5 W_F \times 0.75 H_F) + W_P \times H_P + W_I \times (H_F + \Delta_{ap})}{W_L}$$

Applicabilità: $M_{pila} < M_{impalc}/5$

Massa efficace della pila

Massa impalcato afferente

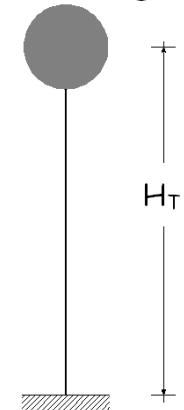
Ponti a travata semplicemente appoggiata

Direzione Longitudinale e Trasversale

$$K = \frac{3E_c I_{eff}}{H^3} = \frac{3 \cdot 1,2 \cdot \frac{M_{Rd}}{\chi_y}}{H^3}$$

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}}$$

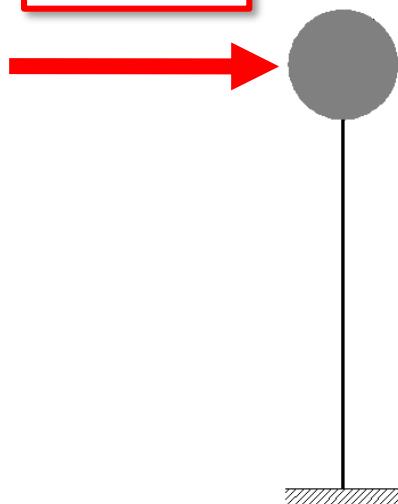
$$M_T = W_T / g$$



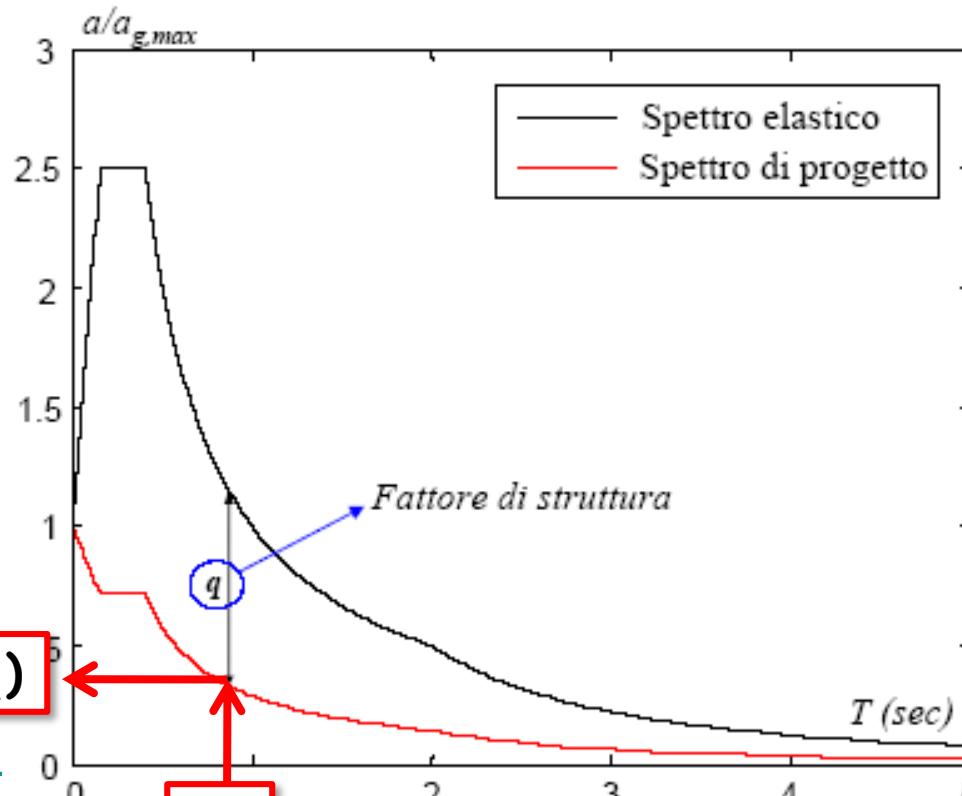
$$M_L = W_L / g$$



F = M a

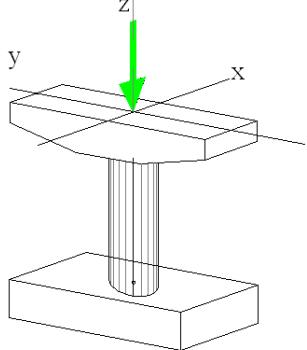
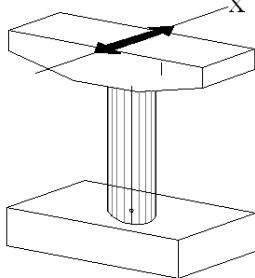
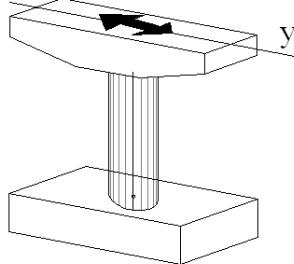
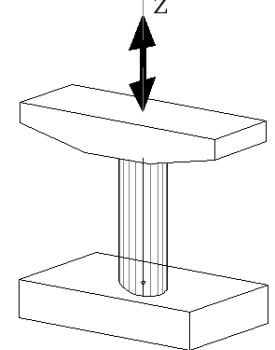


a = S_d(T_1)



Nei ponti a **travata semplicemente appoggiata** l'analisi sismica sia longitudinale che trasversale può essere condotta su ciascuna pila considerata disaccoppiata dalle altre.

Ponti a travata semplicemente appoggiata

COMBINAZIONE DI CARICO				
	G_0	E_x	E_y	E_z
SLU_SX1	1	± 1	± 0.33	± 0.33
SLU_SY2	1	± 0.33	± 1	± 0.33
SLU_SZ3	1	± 0.33	± 0.33	± 1

Gli effetti delle diverse azioni sismiche vanno poi combinate in modo da ottenere l'effetto globale del sisma:

$$1,00 \cdot E_x + 0,30 \cdot E_y + 0,30 \cdot E_z$$

(con rotazione dei coefficienti moltiplicativi)



Passi della PROCEDURA di ANALISI LINEARE STATICA di un Ponte

1

Determinazione del Periodo del Modo PRINCIPALE di VIBRARE secondo X e secondo Y (procedura semplificata NTC)

2

Calcolo delle Forze Statiche Equivalenti ed Analisi Statica nelle 3 direzioni:

3

Aggiunta degli effetti dell'eccentricità accidentale mediante l'applicazione di Momenti Torcenti (forze statiche equivalenti \times eccentricità accidentali)

4

Si combinano le risposte nelle 3 direzioni secondo la relazione:

$$1,00 \cdot E_x + 0,30 \cdot E_y + 0,30 \cdot E_z$$

(rotazione dei coefficienti ed conseguente individuazione degli effetti più gravosi)

5

Si valutano le Sollecitazioni Sismiche e si combinano con quelle statiche: $E + G_1 + G_2 + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} Q_{kj}$ (Generalmente nulle)

6

Si valutano gli Spostamenti della costruzione allo SLV sulla base dei valori d_{Ee} (ottenuti dall'ANALISI LINEARE STATICA)

$$d_E = \pm \mu_d \cdot d_{Ee}$$

$$\mu_d = q$$

$$\text{se } T_1 \geq T_c$$

$$\mu_d = 1 + (q-1) \cdot T_c / T_1$$

$$\text{se } T_1 < T_c$$



Per Pile che raggiungono lo stato limite ultimo alla base

Modellazione della PILA

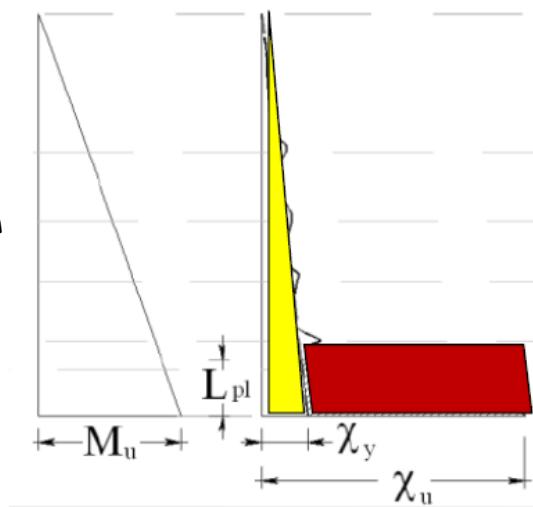
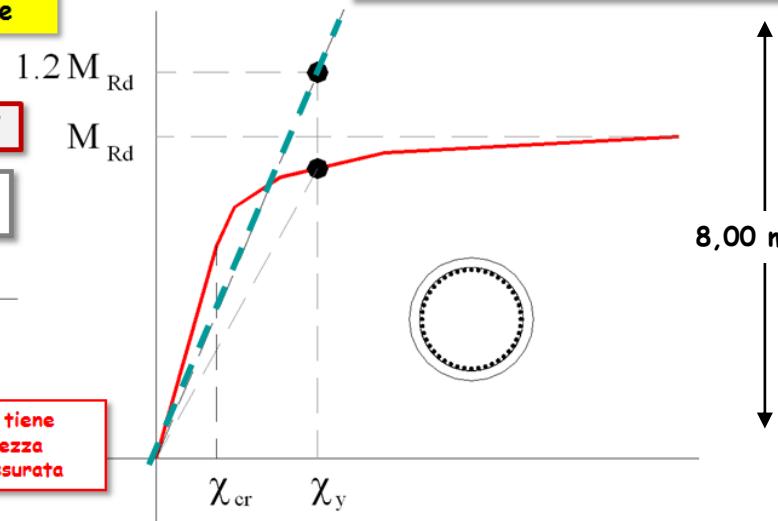


RIGIDEZZA SECANTE

J_{eff} è il momento d'inerzia della sezione fessurata

$$E_c J_{eff} = 1.2 \frac{M_{Rd}}{\chi_y}$$

fattore di correzione che tiene conto della maggiore rigidezza della parte di pila non fessurata



Rigidezza da utilizzare nella modellazione elastica:

$$E_c J_{eff} = 1,2 \cdot 27778 / 0,001097 = 3038 \cdot 10^4 \text{ KNm}$$

Controllo duttilità min. in spostamento per CD'B'

$$\Delta_y = \frac{\chi_y \cdot H^2}{3} = \frac{0,001097 \cdot 8,00^2}{3} = 0,0234 \text{ m}$$

$$\Delta_p = (\chi_u - \chi_y) \cdot L_p \cdot H = (0,00427 - 0,001097) \cdot 0,1 \cdot 8,00^2 = 0,0203 \text{ m}$$

$$\Delta_u = \Delta_y + \Delta_p = 0,0437$$

$$\mu_d = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = 1,87 > 1,5$$



Azione Sismica

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato BLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
α_s	0.117 g
F_s	2.625
T_c	0.517 s
S_s	1.000
C_s	1.000
S_r	1.000
q	1.500

Parametri dipendenti

S	1.000
η	0.667
T_a	0.172 s
T_r	0.517 s
T_n	2.067 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_r \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{1/(S + \xi)} \geq 0.55; \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; § 3.2.3.5})$$

$$T_a = T_c / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_r = C_s \cdot T_c \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_n = 4.0 \cdot a_s / g + 1.6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_s(T) = a_f \cdot S \cdot \eta \cdot F_s \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_s} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_c \quad S_s(T) = a_f \cdot S \cdot \eta \cdot F_s$$

$$T_c \leq T < T_D \quad S_s(T) = a_f \cdot S \cdot \eta \cdot F_s \cdot \left(\frac{T_c}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_s(T) = a_f \cdot S \cdot \eta \cdot F_s \cdot \left(\frac{T_c T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_s(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_s(T)$ sostituendo con q_F , dove q è il fattore di struttura. [NTC-08 § 3.2.3.5]

Punti dello spettro di risposta

T [s]	Se [g]
0.000	0.117
0.172	0.204
0.517	0.204
0.591	0.179
0.665	0.159
0.738	0.143
0.812	0.130
0.886	0.119
0.960	0.110
1.034	0.102
1.107	0.095
1.181	0.089
1.255	0.084
1.329	0.079
1.403	0.075
1.476	0.072
1.550	0.068
1.624	0.065
1.698	0.062
1.772	0.060
1.845	0.057
1.919	0.055
1.993	0.053
2.067	0.051
2.159	0.047
2.251	0.043
2.343	0.040
2.435	0.037
2.527	0.034
2.619	0.032
2.711	0.030
2.803	0.028
2.895	0.026
2.987	0.024
3.079	0.023
3.172	0.023
3.264	0.023
3.356	0.023
3.448	0.023
3.540	0.023
3.632	0.023
3.724	0.023
3.816	0.023
3.908	0.023
4.000	0.023

Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo stato lin\$LV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
α_s	0.054 g
S_s	1.000
S_r	1.000
q	1.000
T_a	0.050 s
T_r	0.150 s
T_n	1.000 s

Parametri dipendenti

F	1.211
S	1.000
η	1.000

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_r \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 § 3.2.3.5})$$

$$F = 1.35 \cdot F_s \cdot \left(\frac{a_s}{\xi} \right)^{0.5}$$

(NTC-08 Eq. 3.2.11)

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.10)

$$0 \leq T < T_B \quad S_s(T) = a_f \cdot S \cdot \eta \cdot F \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_c \quad S_s(T) = a_f \cdot S \cdot \eta \cdot F$$

$$T_c \leq T < T_D \quad S_s(T) = a_f \cdot S \cdot \eta \cdot F \cdot \left(\frac{T_c}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_s(T) = a_f \cdot S \cdot \eta \cdot F \cdot \left(\frac{T_c T_D}{T^2} \right)$$

Punti dello spettro di risposta

T [s]	Se [g]
0.000	0.054
0.050	0.141
0.150	0.141
0.235	0.090
0.320	0.066
0.405	0.052
0.490	0.043
0.575	0.037
0.660	0.032
0.745	0.028
0.830	0.026
0.915	0.023
1.000	0.021
1.094	0.018
1.188	0.015
1.281	0.013
1.375	0.011
1.469	0.010
1.563	0.009
1.656	0.008
1.750	0.007
1.844	0.006
1.938	0.006
2.031	0.005
2.125	0.005
2.219	0.004
2.313	0.004
2.406	0.004
2.500	0.003
2.594	0.003
2.688	0.003
2.781	0.003
2.875	0.003
2.969	0.002
3.063	0.002
3.156	0.002
3.250	0.002
3.344	0.002
3.438	0.002
3.531	0.002
3.625	0.002
3.719	0.002
3.813	0.001
3.906	0.001
4.000	0.001

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N

50

info

Coefficiente d'uso della costruzione - c_U

2

info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R

100

info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R

info

Stati limite di esercizio - SLE
SLO - $P_{VR} = 81\%$

60

SLD - $P_{VR} = 63\%$

101

Stati limite ultimi - SLU
SLV - $P_{VR} = 10\%$

949

SLC - $P_{VR} = 5\%$

1950

Elaborazioni

Grafici spettri di risposta

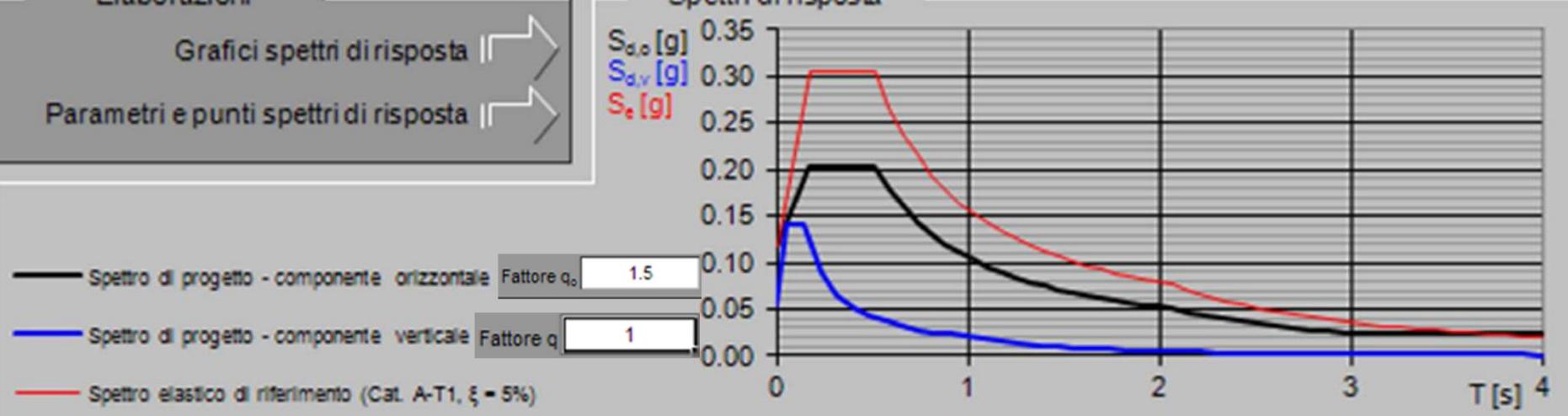
Parametri e punti spettri di risposta

Spettri di risposta

$S_{d,0}$ [g]

$S_{d,V}$ [g]

S_e [g]



C.C. analizzate

y = asse longitudinale
x = asse trasversale

- le azioni permanenti g

- le distorsioni, (comprese quelle dovute a presollecitazioni e quelle di origine termica) ε

Carichi mobili	Incr. dinamici	Frenam. e accel.	Azione centrif.	Resist. ai vincoli	Veicolo in svio
q₁	q₂	q₃	q₄	q₇	q₈

- le azioni variabili da traffico q₅

- le azioni variabili di vento e neve q₆

azioni idrauliche, urto di un veicolo, urto di ghiacci e natanti su pile

- le azioni eccezionali q₉

urto di ghiacci e natanti su pile

- le azioni sismiche q₇

	q _{1,1}	q _{1,1}	q _{1,2}	q ₂	q ₅	q ₃	q ₄	q ₇	Ey	Ex	Ez
SLU str 1	1.35	1.35		1.35	0.90				0.72		
SLU str 2	1.35		1.35	1.35	0.90				0.72		
SLU str 3	1.35	1.01		1.01	0.90	1.35			0.72		
SLU str 4	1.35		1.01	1.01	0.90	1.35			0.72		
SLU str 5	1.35	1.01		1.01	0.90			1.35	0.72		
SLU str 6	1.35		1.01	1.01	0.90			1.35	0.72		
SLU str 7	1.35	1.01		1.01	1.50				0.72		
SLU str 8	1.35		1.01	1.01	1.50				0.72		
SLU str 9	1.35	1.01		1.01	0.90			1.20			
SLU str 10	1.35		1.01	1.01	0.90			1.20			
SLU str 11	1.00	1.35		1.35	0.90				0.72		
SLU str 12	1.00		1.35	1.35	0.90				0.72		
SLU str 13	1.00	1.01		1.01	0.90	1.35			0.72		
SLU str 14	1.00		1.01	1.01	0.90	1.35			0.72		
SLU str 15	1.00	1.01		1.01	0.90			1.35	0.72		
SLU str 16	1.00		1.01	1.01	0.90			1.35	0.72		
SLU str 17	1.00	1.01		1.01	1.50				0.72		
SLU str 18	1.00		1.01	1.01	1.50				0.72		
SLU str 19	1.00	1.01		1.01	0.90			1.20			
SLU str 20	1.00		1.01	1.01	0.90			1.20			
SISMA 1	1.00								0.30	1.00	0.30
SISMA 2	1.00								0.30	1.00	-0.30
SISMA 3	1.00								-0.30	1.00	0.30
SISMA 4	1.00								-0.30	1.00	-0.30
SISMA 5	1.00								0.30	-1.00	0.30
SISMA 6	1.00								0.30	-1.00	-0.30
SISMA 7	1.00								-0.30	-1.00	0.30
SISMA 8	1.00								-0.30	-1.00	-0.30
SISMA 9	1.00								1.00	0.30	0.30
SISMA 10	1.00								1.00	0.30	-0.30
SISMA 11	1.00								1.00	-0.30	0.30
SISMA 12	1.00								1.00	-0.30	-0.30
SISMA 13	1.00								-1.00	0.30	0.30
SISMA 14	1.00								-1.00	0.30	-0.30
SISMA 15	1.00								-1.00	-0.30	0.30
SISMA 16	1.00								-1.00	-0.30	-0.30
SISMA 17	1.00								0.30	0.30	1.00
SISMA 18	1.00								-0.30	0.30	1.00
SISMA 19	1.00								0.30	-0.30	1.00
SISMA 20	1.00								-0.30	-0.30	1.00
SISMA 21	1.00								0.30	0.30	-1.00
SISMA 22	1.00								-0.30	0.30	-1.00
SISMA 23	1.00								0.30	-0.30	-1.00
SISMA 24	1.00								-0.30	-0.30	-1.00
SLER 1	1.00	1.00		1.00	0.60				0.60		
SLER 2	1.00		1.00	1.00	0.60				0.60		
SLER 3	1.00	0.75		0.75	1.00				0.60		
SLER 4	1.00		0.75	0.75	1.00				0.60		
SLER 5	1.00	0.75		0.75	0.60				1.00		
SLER 6	1.00		0.75	0.75	0.60				1.00		
SLEF 1	1.00	1.00		1.00	0.20				0.60		
SLEF 2	1.00		1.00	1.00	0.20				0.60		
SLEF 3	1.00	0.75		0.75	1.00				0.60		
SLEF 4	1.00		0.75	0.75	1.00				0.60		
SLEF 5	1.00	0.75		0.75	0.20				1.00		
SLEF 6	1.00		0.75	0.75	0.20				1.00		
SLEQP	1.00								0.50		

SISMA

RARA

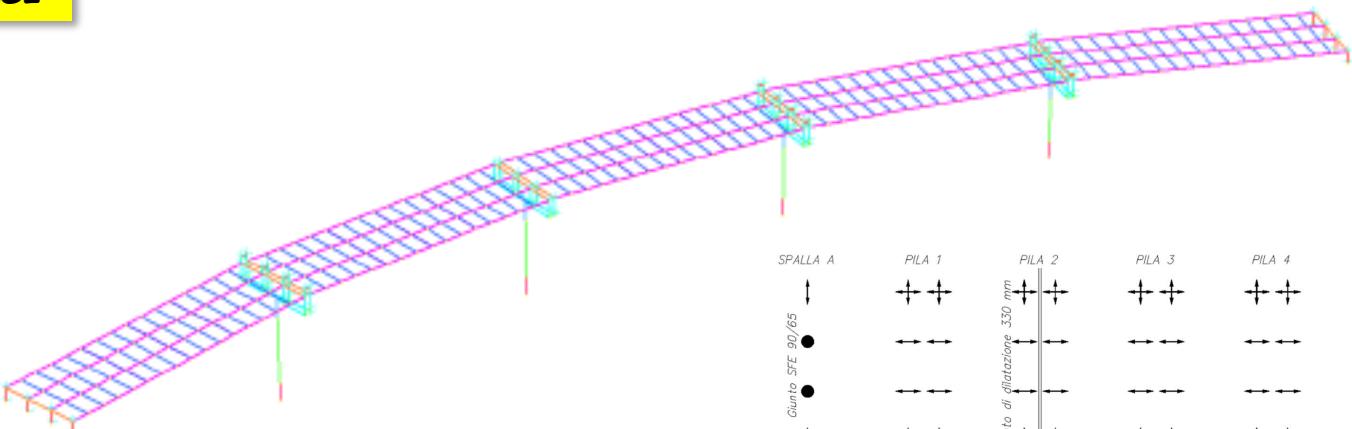
FREQUENTE

QUIASI PERMAN.



RISULTATI DELL'ANALISI

**Sollecitazioni
Sez. di incastro
PILA H=8,00 m**



**y = asse longitudinale
x = asse trasversale**

$$N = 18310 \text{ KN} \quad M = \sqrt{5479^2 + 9337^2} = 10825 \text{ KNm} \quad V = \sqrt{284^2 + 548^2} = 617 \text{ KN}$$

$$N = 14115 \text{ KN} \quad M = \sqrt{3288^2 + 12669^2} = 13088 \text{ KNm} \quad V = \sqrt{554^2 + 329^2} = 644 \text{ KN}$$

$$N = 12628 \text{ KN} \quad M = \sqrt{3478^2 + 11357^2} = 11877 \text{ KNm} \quad V = \sqrt{1197^2 + 400^2} = 1262 \text{ KN}$$

$$N = 12534 \text{ KN} \quad M = \sqrt{1847^2 + 26567^2} = 26631 \text{ KNm} \quad V = \sqrt{2412^2 + 210^2} = 2421 \text{ KN}$$

Vista prospettica del modello generale.

COMBINAZIONE	Vx (kN)	Vy (kN)	N (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
SLU str 1	284	-329	-19776	3288	9293
SLU str 2	284	-329	-19020	3288	11354
SLU str 3	554	-329	-18877	3288	11124
SLU str 4	554	-329	-18310	3288	12669
SLU str 5	473	-329	-18877	3288	9983
SLU str 6	473	-329	-18310	3288	11529
SLU str 7	284	-548	-18877	5479	7792
SLU str 8	284	-548	-18310	5479	9337
SLU str 9	284	-329	-15581	3288	9293
SLU str 10	284	-329	-14825	3288	11354
SLU str 11	554	-329	-14682	3288	11124
SLU str 12	554	-329	-14115	3288	12669
SLU str 13	473	-329	-14682	3288	9983
SLU str 14	473	-329	-14115	3288	11529
SLU str 15	284	-548	-14682	5479	7792
SLU str 16	284	-548	-14115	5479	9337
SISMA 1	1197	400	-11342	3478	11357
SISMA 2	1087	386	-11614	3355	10162
SISMA 3	-131	344	-11514	2977	-3688
SISMA 4	-241	330	-11786	2854	-4833
SISMA 5	241	-330	-12184	-2854	4833
SISMA 6	131	-344	-12456	-2977	3688
SISMA 7	-1087	-386	-12356	-3355	-10162
SISMA 8	-1197	-400	-12628	-3478	-11357
SISMA 9	2412	210	-11437	1847	26567
SISMA 10	2308	195	-11709	1723	25372
SISMA 11	2126	-9	-11689	-53	24610

COMBINAZIONE	Vx (kN)	Vy (kN)	N (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
SISMA 12	2016	-24	-11962	-177	23415
SISMA 13	-2016	24	-12009	177	-23415
SISMA 14	-2126	9	-12281	53	-24610
SISMA 15	-2308	-195	-12261	-1723	-25372
SISMA 16	-2412	-210	-12534	-1847	-26567
SISMA 17	991	161	-11319	1406	10467
SISMA 18	-338	106	-11491	905	-4528
SISMA 19	704	-58	-11572	-498	8510
SISMA 20	-625	-113	-11743	-994	-6485
SISMA 21	625	113	-12227	994	6485
SISMA 22	-704	58	-12399	493	-8510
SISMA 23	338	-106	-12480	-905	4528
SISMA 24	-991	-161	-12651	-1406	-10467
SLE R 1	189	-274	-14649	2740	6640
SLE R 2	189	-274	-14089	2740	8167
SLE R 3	316	-274	-13983	2740	6989
SLE R 4	316	-274	-13563	2740	8134
SLE R 5	189	-457	-13983	4566	5528
SLE R 6	189	-457	-13563	4566	6673
SLE F 1	63	-274	-14649	2740	5179
SLE F 2	63	-274	-14089	2740	6706
SLE F 3	316	-274	-13983	2740	6989
SLE F 4	316	-274	-13563	2740	8134
SLE F 5	63	-457	-13983	4566	4067
SLE F 6	63	-457	-13563	4566	5212
SLE QP	0	-228	-11985	2283	0



7.9.5 Dimensionamento e Verifica degli Elementi Strutturali

CRITERIO GENERALE (GR)

le sollecitazioni di progetto negli elementi che devono mantenersi in regime lineare si ottengono assumendo che in tutte le zone dove è prevista la formazione di cerniere plastiche i momenti resistenti assumano il valore incrementato (frattile superiore):

$$\gamma_{Rd} \cdot M_{Rd}$$

Le sollecitazioni così ricavate si dicono ottenute con il criterio della **GERARCHIA delle RESISTENZE** o con il **CRITERIO DELLA PROGETTAZIONE IN CAPACITÀ** e si indicano rispettivamente con E_{gr} o con E_{prc}

FATTORE DI SOVRARESISTENZA

COMPRESIONE NORMALIZZATA

$$v_K = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{ck}}$$

$$v_K \leq 0.1$$

$$\gamma_{Rd} = 0.7 + 0.2 q \geq 1$$

$$v_K > 0.1$$

$$\gamma_{Rd} = (0.7 + 0.2 q) \left[1 + 2(v_K - 1)^2 \right]$$

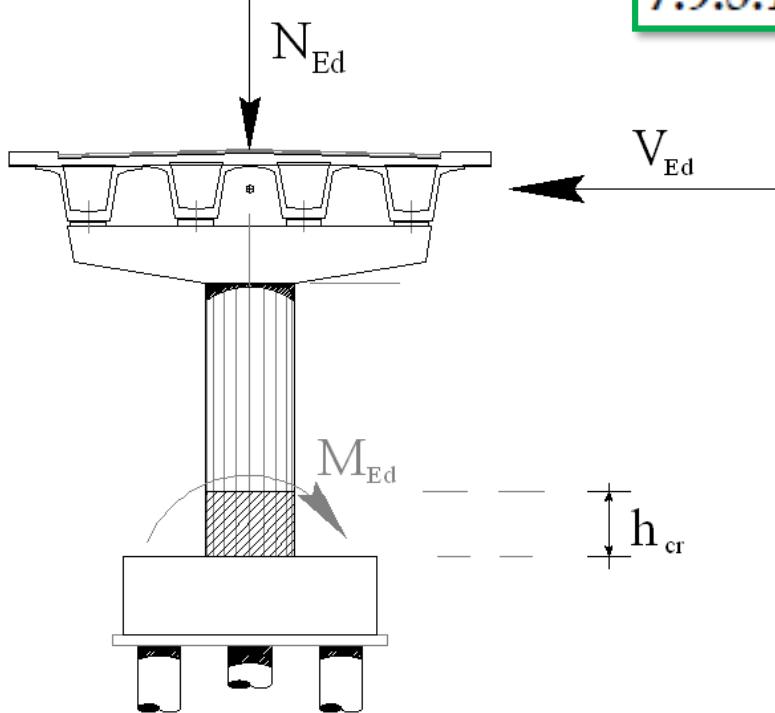
Sollecitazioni derivanti da
Appoggi scorrevoli o Elastomerici

$$\gamma_{Rd} = 1.3$$

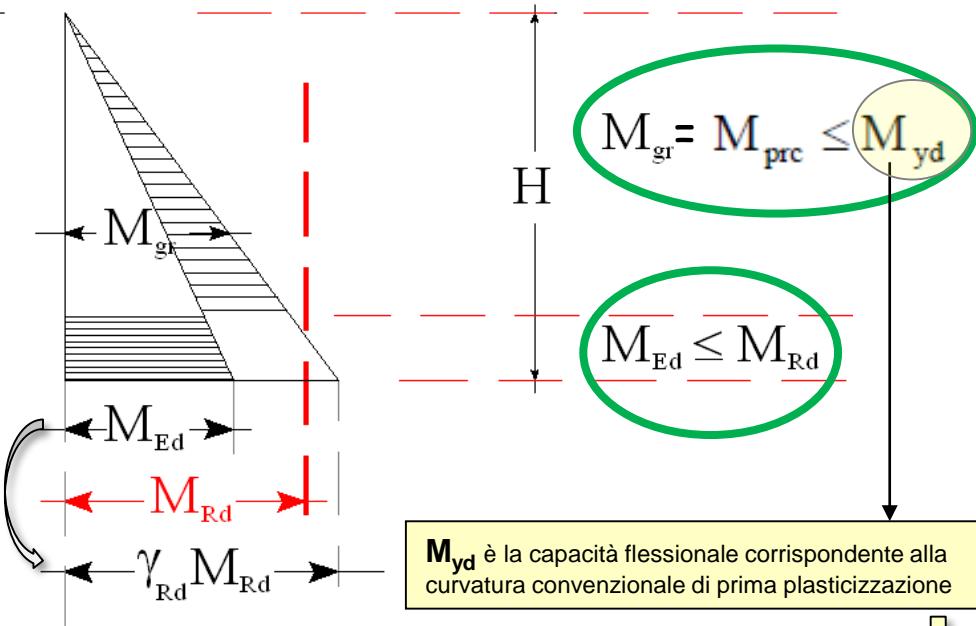


7.9.5.1.1

Verifiche di resistenza (RES)



Verifiche a presso-flessione



Pila FISSA

$$v_K = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{ck}}$$

$$v_K \leq 0.1$$

$$\gamma_{Rd} = 0.7 + 0.2 q \geq 1$$

$$v_K > 0.1$$

$$\gamma_{Rd} = (0.7 + 0.2 q) \left[1 + 2(v_K - 1)^2 \right]$$

Pila MOBILE o con appoggi Elastomerici

$$\gamma_{Rd} = 1.3$$



M_{yd} - capacità flessionale corrispondente alla curvatura convenzionale di prima plasticizzazione
(4.1.2.3.4.2 NTC 2018)

CAPACITÀ DI DUTTILITÀ IN CURVATURA

$$\mu_{\phi} = \frac{\text{curv. ultima}}{\text{curv. snerv.}}$$

curvatura cui corrisponde una riduzione del 15% della massima resistenza a flessione
curvatura convenzionale di prima plasticizzazione espressa dalla relazione $\phi_{yd} = \frac{M_{Rd}}{M'_{yd}} \cdot \phi'_{yd}$

da GELFI

M_{Rd} è il momento resistente della sezione allo SLU;

M'_{yd} è il momento corrispondente a ϕ'_{yd} ϕ'_{yd} curvatura allo snervamento

pilastri

Per le strutture in CD "A" e in CD "B" la domanda a compressione non deve eccedere, rispettivamente, il 55% e il 65% della capacità massima a compressione della sezione di solo calcestruzzo, per tutte le combinazioni considerate.

7.9.5.1.2 Verifiche di duttilità (DUT) PILE

La verifica di duttilità deve essere eseguita per le zone dissipative delle pile che richiedono armatura di confinamento come indicato al § 7.9.6.1.

Il rispetto dei dettagli costruttivi indicati al § 7.9.6.1 consente di omettere la verifica esplicita di duttilità. Quest'ultima, laddove necessaria, deve essere eseguita come indicato al § 7.4.4.1.2.



VERIFICA ESPLICITA IN DUTTILITÀ

7.4.4.1.2 Verifiche di duttilità (DUT)

La duttilità si quantifica mediante il fattore di duttilità che, per ciascuno dei parametri abitualmente considerati (curvatura, spostamento), è il rapporto tra il valore massimo raggiunto dal parametro in esame e il valore del parametro stesso all'atto della prima plasticizzazione.

Qualora sia necessario verificare (ai sensi del § 7.3.6.1) che la struttura possiede una capacità in duttilità, locale e globale, superiore alla corrispondente domanda si deve operare come segue, riferendosi alla duttilità in curvatura (locale) e alla duttilità in spostamento (globale).

DOMANDA DI DUTTILITÀ IN CURVATURA ALLO SLC NELLE ZONE DISSIPATIVE

$$\mu_{\phi} = \begin{cases} 1,2 \cdot (2q_0 - 1) & \text{per } T_1 \geq T_c \\ 1,2 \cdot \left(1 + 2(q_0 - 1) \frac{T_c}{T_1}\right) & \text{per } T_1 < T_c \end{cases}$$

T_1 è il periodo proprio fondamentale della struttura

Tra il fattore di duttilità in spostamento μ_d (v. § 7.3.3.3) e il fattore di duttilità in curvatura μ_{ϕ} sussiste la relazione

$$\mu_{\phi} = 2\mu_d - 1$$

mentre tra il fattore di duttilità in spostamento μ_d e il fattore di comportamento q sussistono le relazioni (v. § 7.3.3.3).
In ogni caso $\mu_d \leq 5q - 4$.

$$\mu_d = q \quad \text{se } T_1 \geq T_c$$
$$\mu_d = 1 + (q - 1) \cdot \frac{T_c}{T_1} \quad \text{se } T_1 < T_c$$



Verifica a Pressoflessione base Pila

Titolo : []

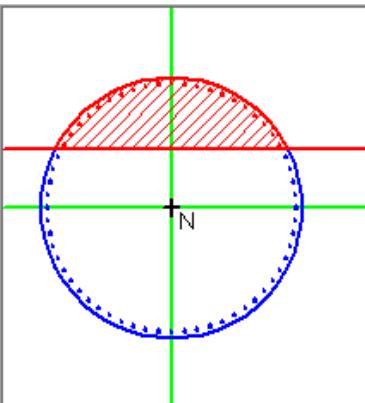
Sezione circolare cava

Raggio esterno	150	[cm]
Raggio interno	0	[cm]
N° barre uguali	60	
Diametro barre	2,6	[cm]
Copriferro (baric.)	7	[cm]

N° barre 0 **Zoom**

Tipo Sezione

- Rettan.re Trapezi
- a T Circolare
- Rettangoli Coord.



Sollecitazioni

S.L.U. → Metodo n

N _{Ed} 12.534	0 kN
M _{xEd}	0 kNm
M _{yEd} 0	0

P.tto applicazione N

- Centro Baricentro cls
- Coord.[cm] xN 0
yN 0

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

B450C	C25/30
ε _{su} 67.5 %	ε _{c2} 2 %
f _{yd} 391,3 N/mm ²	ε _{cu} 3,5
E _s 200.000 N/mm ²	f _{cd} 14,17
E _s /E _c 15	f _{cc} / f _{cd} 0,8
ε _{syd} 1,957 %	σ _{c,adm} 9,75
σ _{s,adm} 255 N/mm ²	τ _{co} 0,6
	τ _{c1} 1,829

M_{xRd} 27.779 kNm

Calcolo

σ _c -14,17 N/mm ²	
σ _s 391,3 N/mm ²	
ε _c 3,5 %	
ε _s 9 %	
d 293 cm	
x 82,04	x/d 0,28
δ 0,79	

Metodo di calcolo

- S.L.U.+ S.L.U.-
- Metodo n

Tipo flessione

- Retta Deviata

Vertici: 52 N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso





Presso-flessione

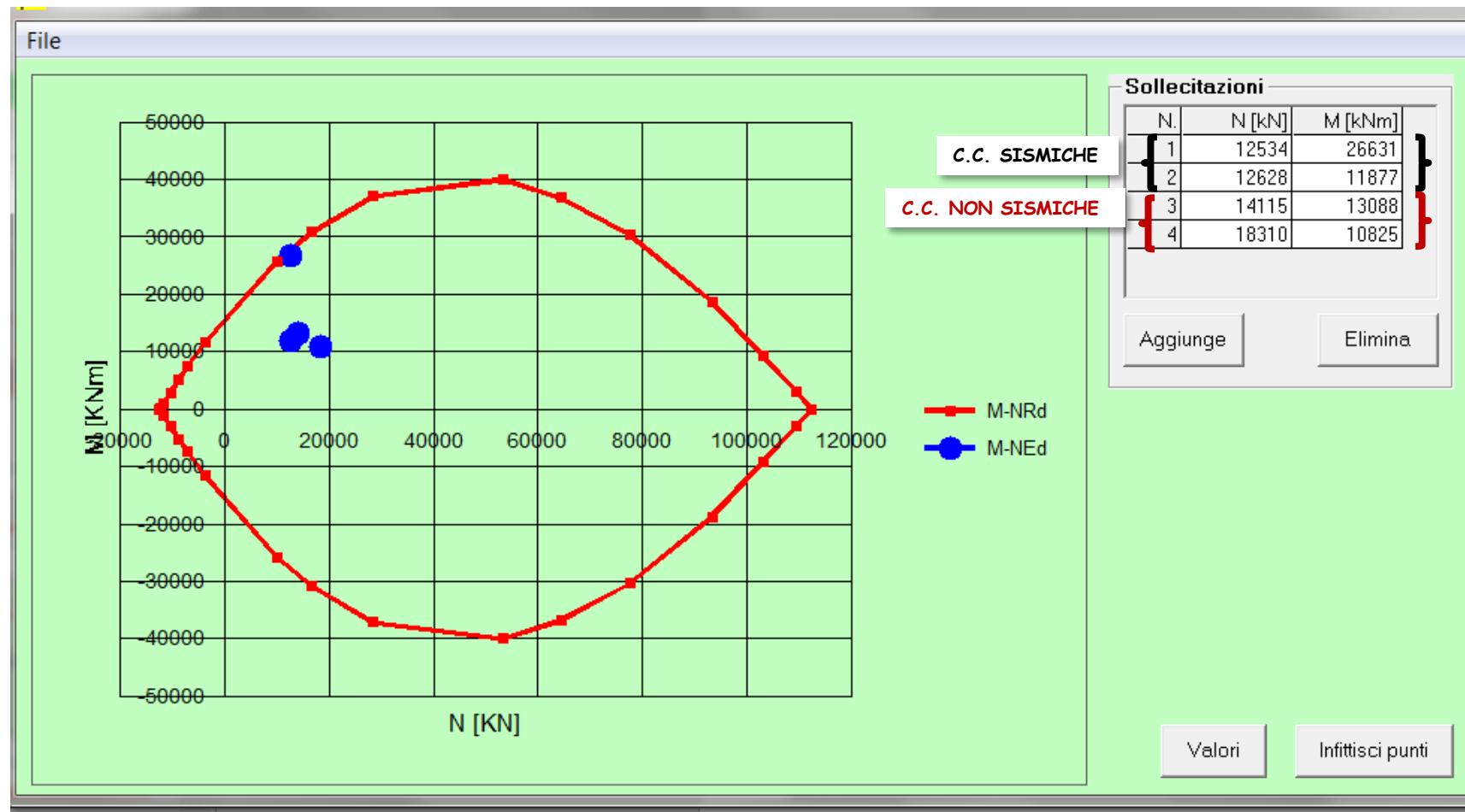
Nelle sezioni in cui è prevista la formazione di zone dissipative, la domanda a presso-flessione è quella ottenuta dall'analisi globale della struttura per le combinazioni di carico di cui al § 2.5.3.

Per i ponti in CD "A" ed in CD "B" la domanda a compressione nelle pile non deve eccedere, rispettivamente, il 55% ed il 65% della capacità massima a compressione della sezione di solo calcestruzzo, per tutte le combinazioni considerate.

Sollecitazioni		
N.	N [kN]	M [kNm]
C.C. SISMICHE	1	12534
	2	12628
	3	14115
	4	18310
C.C. NON SISMICHE		

Aggiunge **Elimina**





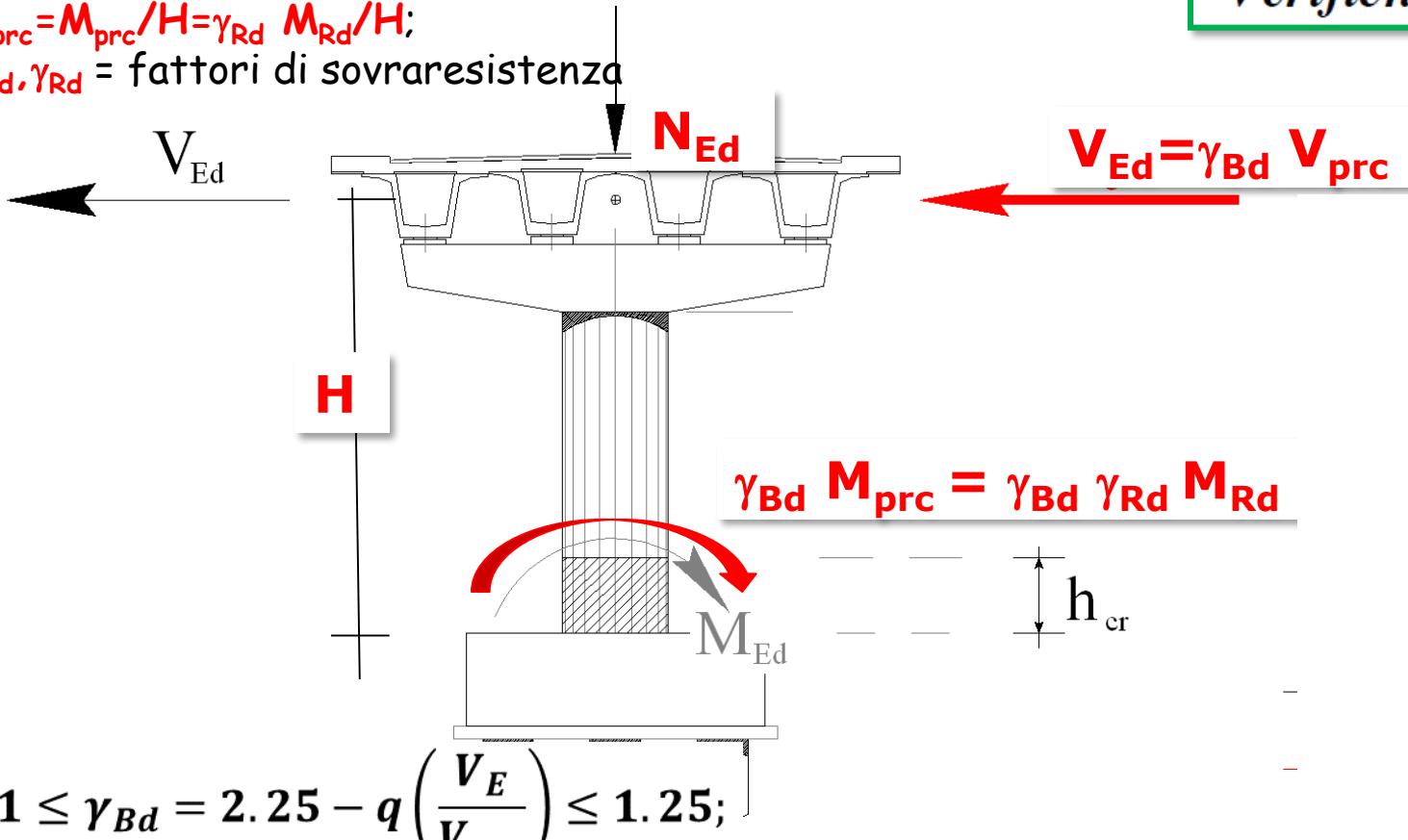
M_{Rd} = capacità a pressoflessione ottenuta per $N=N_{Ed}$;

V_E = risultato del calcolo;

$V_{prc}=M_{prc}/H=\gamma_{Rd} M_{Rd}/H$;

γ_{Bd}, γ_{Rd} = fattori di sovraresistenza

Verifiche a taglio



$$\gamma_{Rd} = 0.7 + 0.2q \geq 1; \text{ (per } v_k = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{ck}} \geq 0.1 \rightarrow \gamma_{Rd}(v_k) = \gamma_{Rd} \cdot [1 + 2(v_k - 0.1)^2]$$

DOMANDA

$$V_{Ed} = \gamma_{Bd} V_{prc}$$



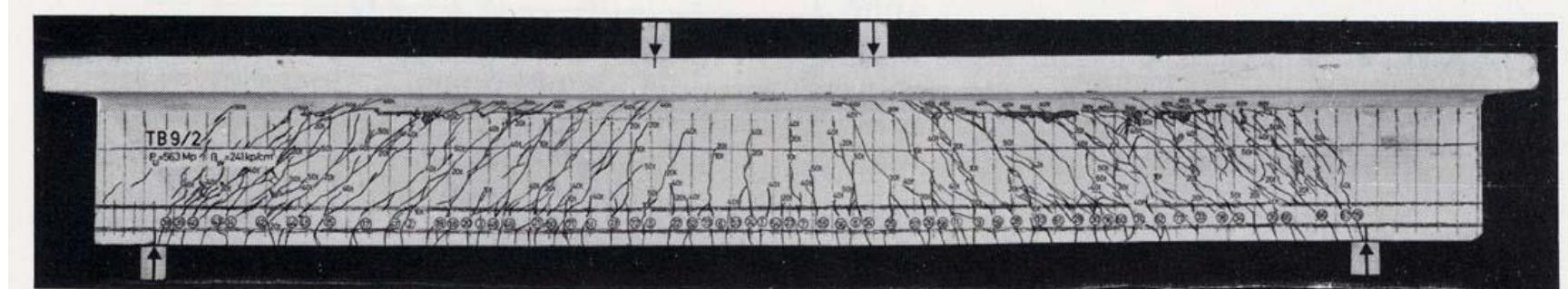


TECNICA delle Costruzioni

Mauro MEZZINA

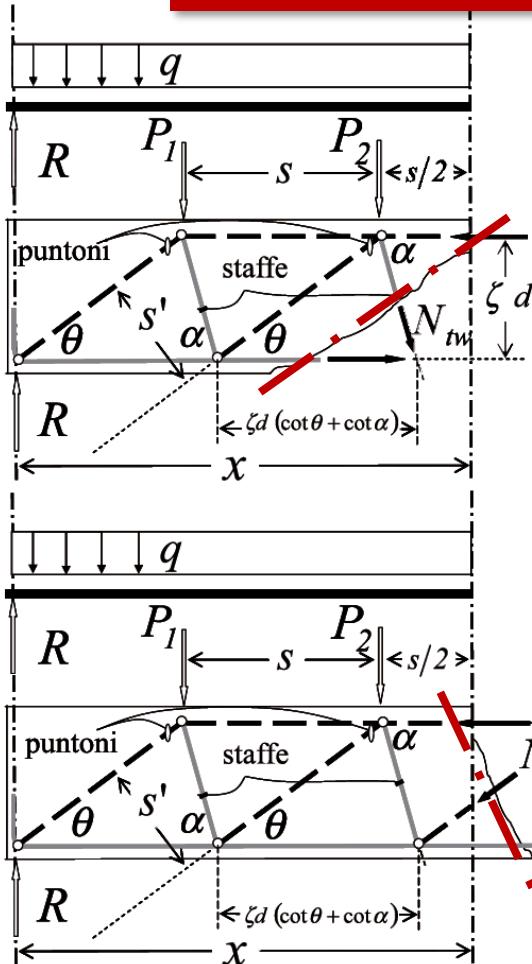
S.L.U. per TAGLIO

Meccanismi resistenti di elementi con armatura a Taglio



Il traliccio utilizzato differisce da quello classico alla **Mörsch** solo nell'inclinazione θ dei puntoni di calcestruzzo, che verrà determinata considerando le modalità con le quali un elemento attinge lo SLU per Taglio.

CALCOLO DEGLI SFORZI NELLE ASTE DI PARETE DEL TRALICCIO ISOSTATICO



Sezione di Ritter n.1: equilibrio alla traslazione verticale

$$R - P_1 - P_2 - \dots - (N_{tw})_{vert} = 0$$

$$(N_{tw})_{vert} = R - P_1 - P_2 - \dots = V(x) = N_{tw} \sin \alpha$$

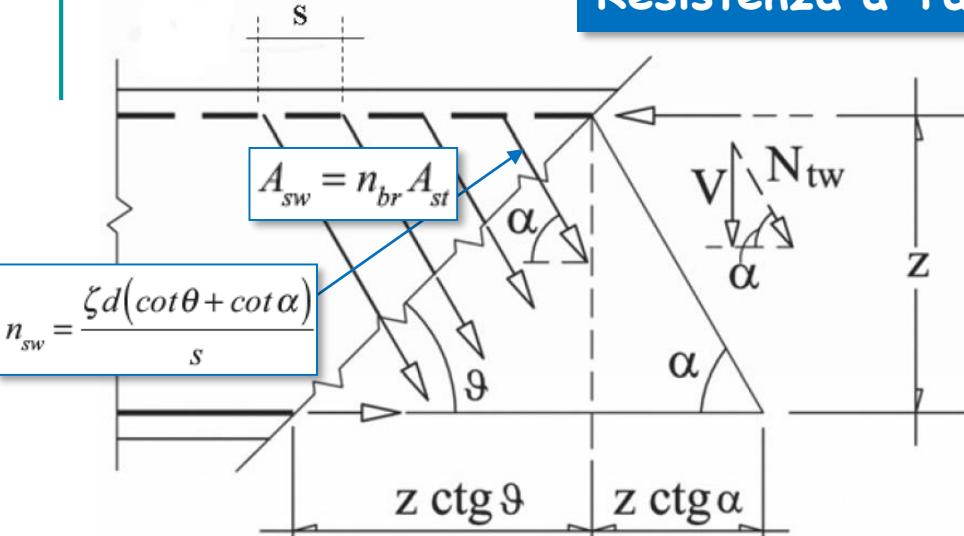
Sezione di Ritter n.2: equilibrio alla traslazione verticale

$$R - P_1 - P_2 - \dots - (N_{cw})_{vert} = 0$$

$$(N_{cw})_{vert} = R - P_1 - P_2 - \dots = V(x) = N_{cw} \sin \theta$$



Resistenza a Taglio-Trazione



$$N_{tw} = \sigma_{sw} n_{sw} A_{sw} = \sigma_{sw} \frac{\zeta d (\cot \theta + \cot \alpha)}{s} A_{sw} = \frac{V}{\sin \alpha};$$

$$V = \sigma_{sw} \frac{A_{sw}}{s} \zeta d (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha$$

Allo Stato limite ultimo per Taglio-Trazione la crisi del meccanismo resistente è raggiunta per snervamento dell'armatura d'anima e la tensione vale f_{ywd} :

$$V_{RSd} = f_{ywd} \frac{A_{sw}}{s} \zeta d (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha = 0.9 f_{ywd} \frac{A_{sw}}{s} d (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha$$



Nel caso di staffe verticali $\alpha=90^\circ$ ($\cot \alpha=0$):

$$V_{RSd} = 0.9 f_{ywd} \frac{A_{sw}}{s} d \cot \theta$$

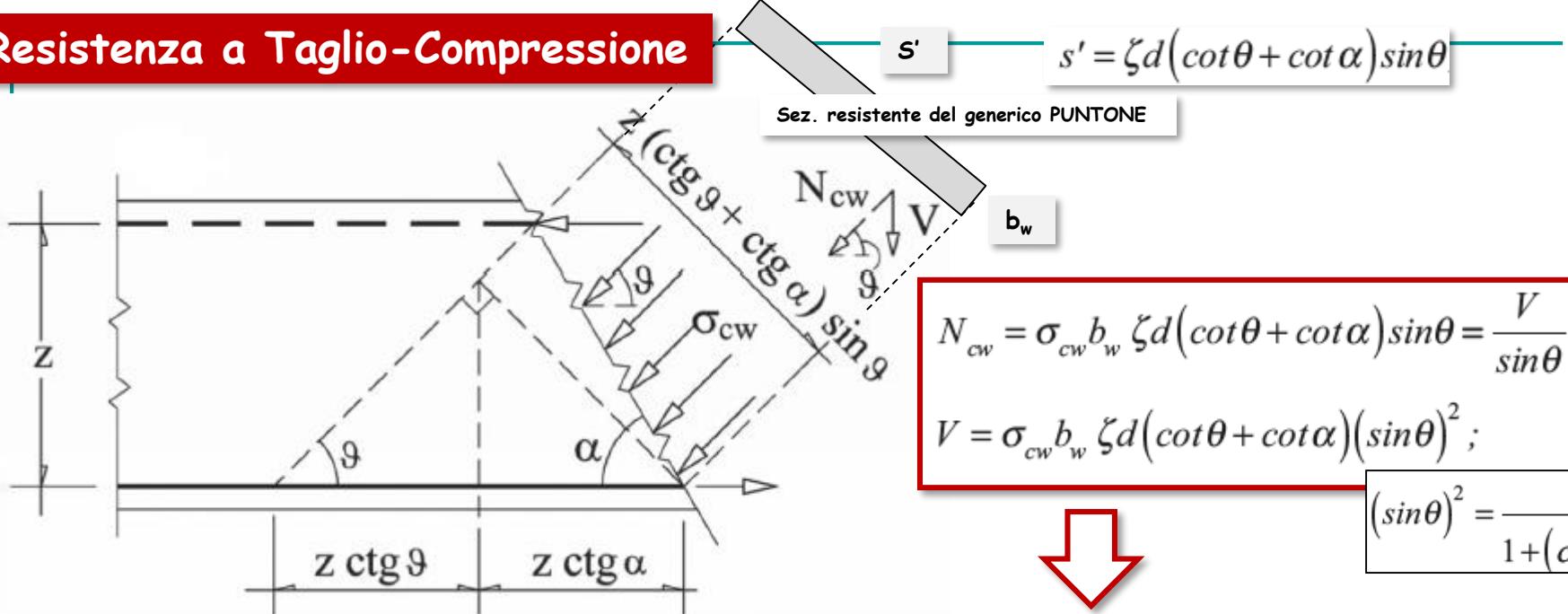


per $\theta=45^\circ$:

$$V_{RSd} = 0.9 f_{ywd} \frac{A_{sw}}{s} d$$



Resistenza a Taglio-Compressione



Allo Stato limite ultimo per Taglio-Compressione la crisi è raggiunta quando la tensione di σ_{cw} compressione nel puntone vale f_{cwd} :

$$N_{cw} = \sigma_{cw} b_w \zeta d (\cot\theta + \cot\alpha) \sin\theta = \frac{V}{\sin\theta};$$

$$V = \sigma_{cw} b_w \zeta d (\cot\theta + \cot\alpha) (\sin\theta)^2;$$

$$(\sin\theta)^2 = \frac{1}{1 + (\cot\theta)^2}$$

$$V = \frac{f_{ cwd } \cdot b_w \zeta d (\cot\theta + \cot\alpha)}{1 + (\cot\theta)^2}$$



$$V_{Rcd} = 0.9 \frac{f_{ cwd } b_w d \cot\theta}{1 + (\cot\theta)^2} = 0.9 f_{ cwd } b_w d \sin\theta \cos\theta$$

$$V_{Rd,max} = 0.9 f'_{cd} b_w d / 2$$

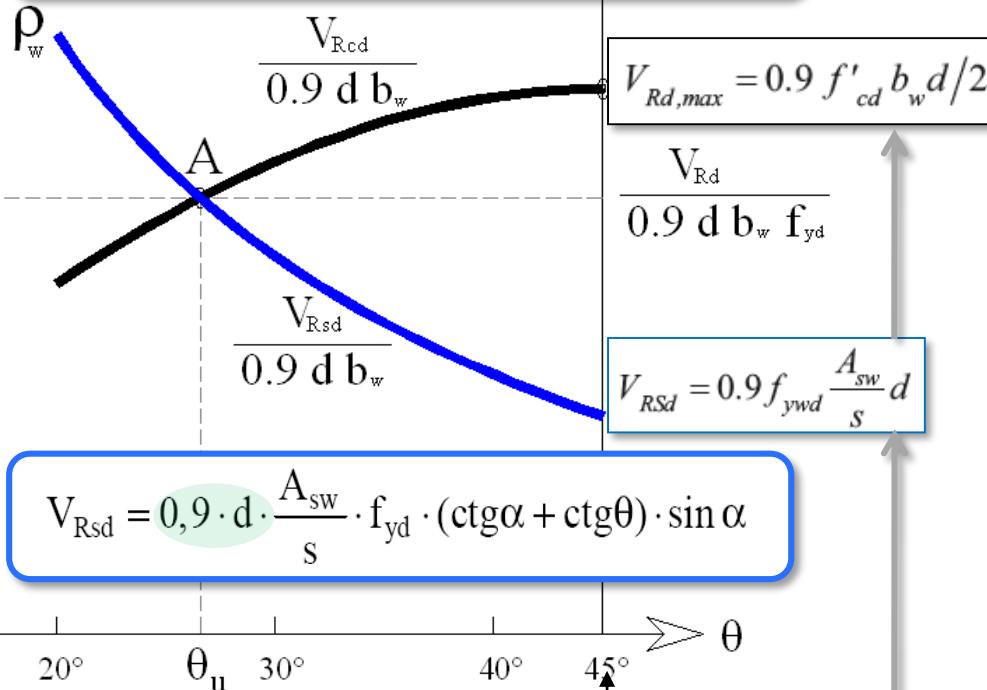
per $\theta=45^\circ$:



7.9.5.1.1 VERIFICHE DI RESISTENZA

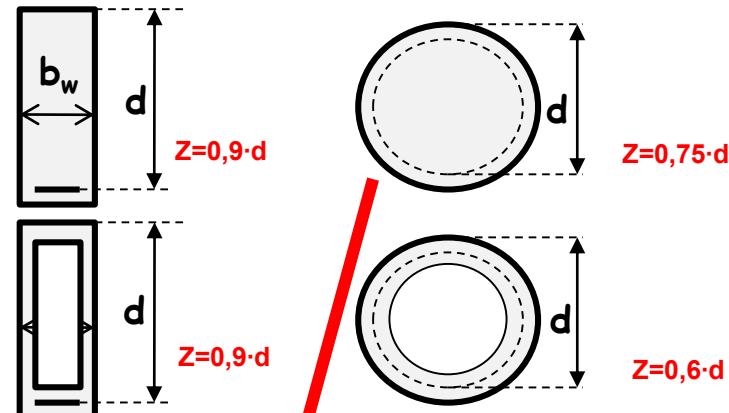
Capacità a TAGLIO CD"A" e CD"B"

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\operatorname{ctg}\alpha + \operatorname{ctg}\theta) / (1 + \operatorname{ctg}^2\theta)$$



N.B.: Nelle **zone critiche**, l'angolo delle bielle di calcestruzzo compresso deve essere assunto pari a **45°**.

f'_{cd}	resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ($f'_{cd} = 0,5 \cdot f_{cd}$);
α_c	coefficiente maggiorativo pari a
	1 per membrature non compresse
	$1 + \sigma_{cp}/f_{cd}$ per $0 \leq \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd}$
	1,25 per $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$
	$2,5(1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$ per $0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$



$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

Per sezioni circolari 0.9 d è sostituito da 0.75 d

Abaco per Calcolo V_{Rd}

Con staffe orizzontali ($\alpha=0$) nella pila

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{Rsd} = \rho_w f_{yd} 0.9bd \operatorname{ctg}\theta \\ V_{Rcd} = (0.5\alpha_c f_{cd}) 0.9bd \sin\theta \cos\theta \\ v = 0.5 \times \begin{cases} 1 & \text{per membrature non compresse} \\ 1 + \sigma_{cp}/f_{cd} & \text{per } 0 \leq \sigma_{cp} < 0.25 f_{cd} \\ 1.25 & \text{per } 0.25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0.5 f_{cd} \\ 2.5(1 - \sigma_{cp}/f_{cd}) & \text{per } 0.5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd} \end{cases} \end{array} \right.$$

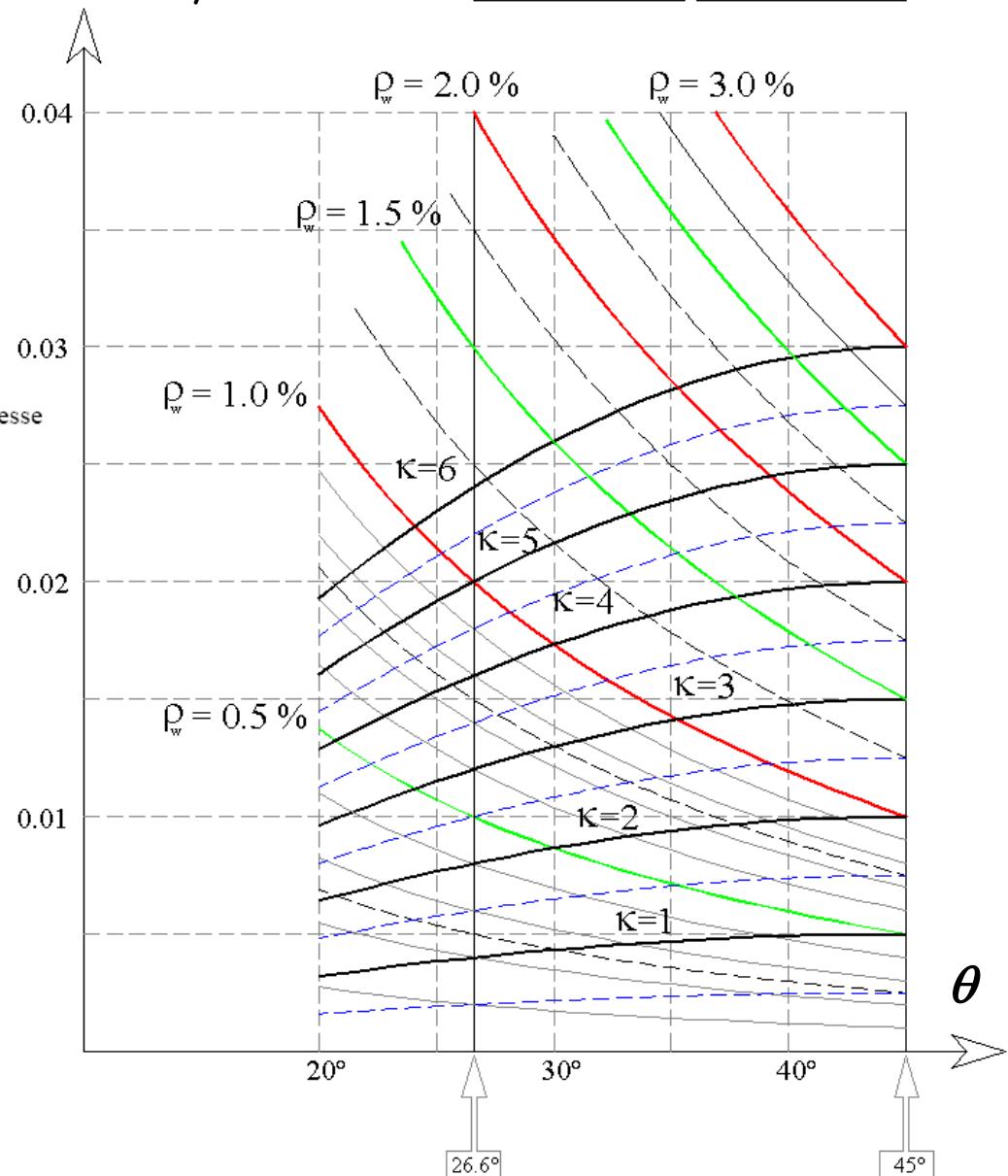
Per sezioni circolari 0.9 d è sostituito da 0.75 d

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.

$$\frac{V_{Rd}}{0.9bd} = \frac{1}{f_{yd}}$$

$$\rho_w = \frac{A_w}{s \times b}$$

$$\kappa = v \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \times 100$$



$$D = 3000\text{mm}; H = 8\text{m}$$

$$\text{copriferro} = 40\text{mm}; \text{staffe } \varnothing 12; \text{ferri long. } \varnothing 26$$

$$d = 3000 - 12 - 13 - 40 = 2935\text{mm}$$

$$f_{ck} = 25\text{MPa}; f_{cd} = 14.17\text{MPa}; f'_{cd} = 0.5 \cdot 14.17 = 7.08\text{MPa}; f_{ywd} = 390\text{MPa}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{\pi \frac{3000^2}{4}} = 1.786\text{MPa}; \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} = 0.126; \alpha_c = 1 + 0.126 \\ \cong f'_{cud} = 1.13 \cdot 7.08 = 8.00\text{MPa}$$

$$M_{Rc} = 27779 \text{ kNm}; V_{prc} = 1 \cdot \frac{27779}{8}; V_E = 2421\text{kN}$$

$$V_{Rd,max} = 0.75 \cdot 8.00 \cdot 3000 \cdot \frac{2935}{2} = 26415\text{kN}$$

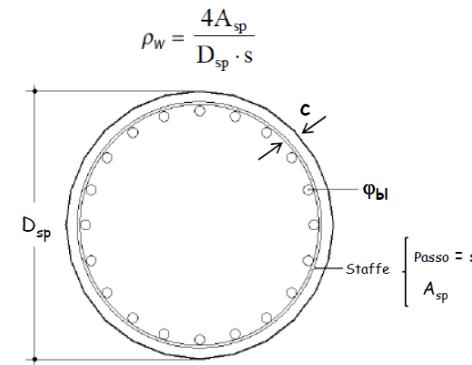
$$\gamma_{Rd} = (0.7 + 0.2q)(1 + 2(v_k - 0.1)^2) \cong 1; \gamma_{Bd} = 2.25 - 1.5 \cdot \frac{2421}{3472} = 1.204$$

$$V_{Ed} = \gamma_{Bd}\gamma_{Rd} \frac{M_{Rc}}{H} = 4181\text{kN} < V_{Rd,max}$$

$$f_{cud} b z \sin\theta \cos\theta = f_{ywd} A_{swy} \frac{z}{s} \cot g\theta \rightarrow \cot g\theta = 4.313 \rightarrow \cot g\theta = 2.5$$

Con staffe $\varnothing 20$ ($A_{swy} = 314\text{mm}^2$) a passo $s = 100\text{mm}$

$$V_{srd} = f_{ywd} A_{swy} \frac{z}{s} \cdot 2.5 = 6741\text{kN} > 4181\text{kN} = V_{Ed}$$





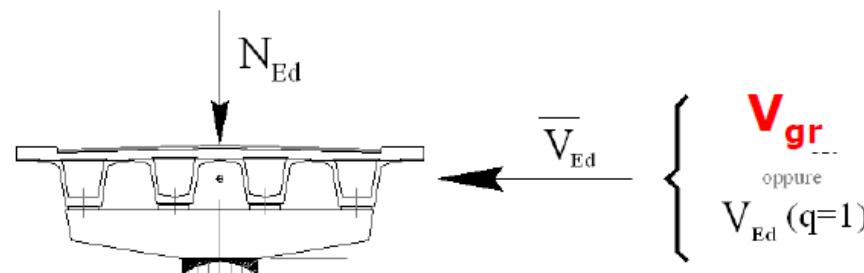
AZIONI ESTRADOSSO FONDAZIONE

C.C. NON SISMICHE

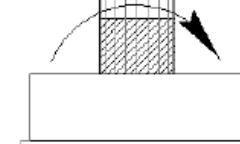
$$N = 18310 \text{ KN} \quad M = \sqrt{5479^2 + 9337^2} = 10825 \text{ KNm} \quad V = \sqrt{284^2 + 548^2} = 617 \text{ KN}$$

$$N = 14115 \text{ KN} \quad M = \sqrt{3288^2 + 12669^2} = 13088 \text{ KNm} \quad V = \sqrt{554^2 + 329^2} = 644 \text{ KN}$$

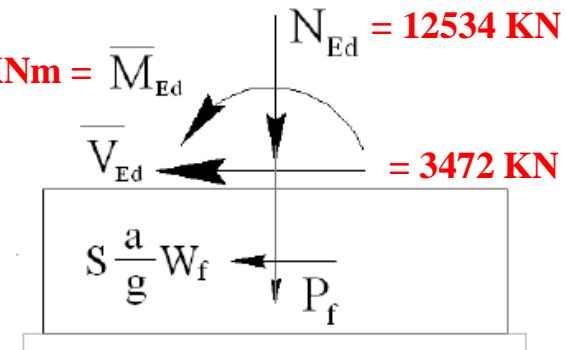
C.C. SISMICHE GR



$$\bar{M}_{Ed} \left\{ \begin{array}{l} \gamma_{Rd} M_{Rd} \\ \text{oppure} \\ M_{Ed} (q=1) \end{array} \right.$$

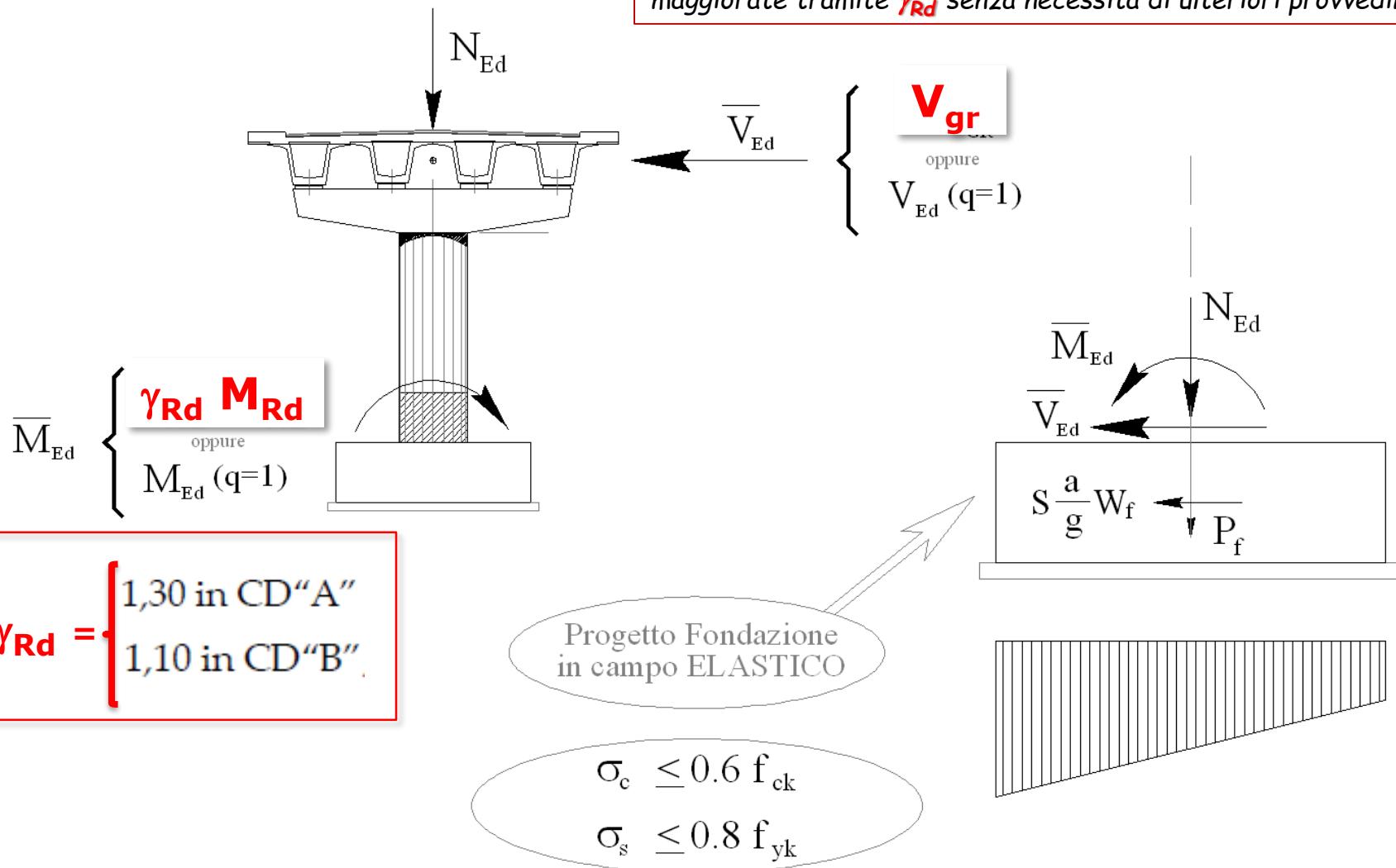


$$27779 \text{ KNm} = \bar{M}_{Ed} \quad N_{Ed} = 12534 \text{ KN}$$



Progetto FONDAZIONE PILA

Le NTC richiedono che le fondazioni devono essere progettate per rimanere in campo elastico. Conseguenza diretta è il sovradimensionamento della fondazioni con sollecitazioni maggiorate tramite γ_{Rd} senza necessità di ulteriori provvedimenti.



7.9.5.6

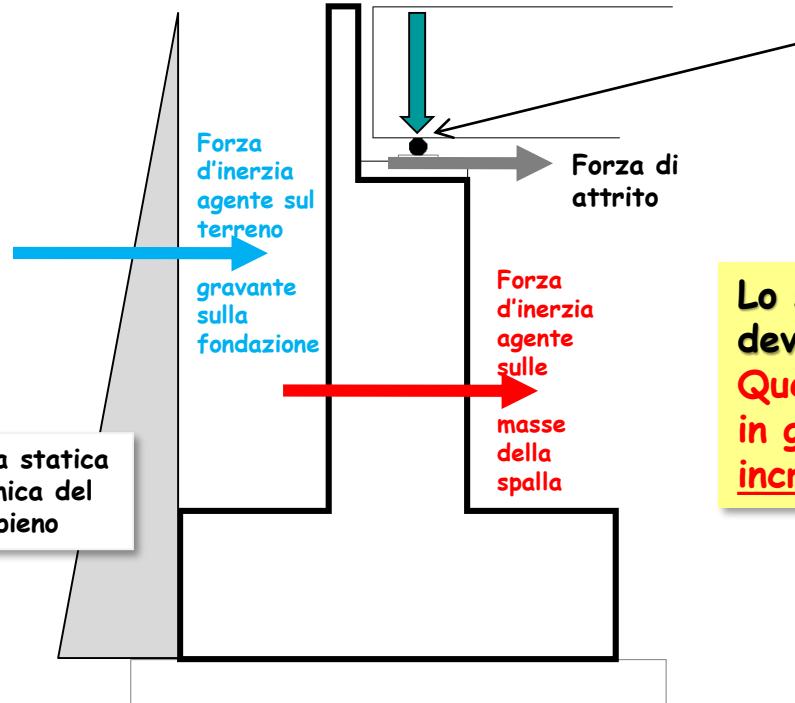
Spalle

Le spalle dei ponti devono essere progettate in modo che tutte le parti componenti non subiscano danni
(COMPORTAMENTO ELASTICO)

Il modello da adottare per l'analisi delle spalle dipende dal **grado di accoppiamento con l'impalcato che esse sostengono**

7.9.5.6.1

Collegamento mediante apparecchi d'appoggio scorrevoli



In questo caso il comportamento della spalla sotto azione sismica è praticamente **DISACCOPIATO** da quello del resto del ponte.

La Spalla può essere analizzata come **struttura a sé stante**

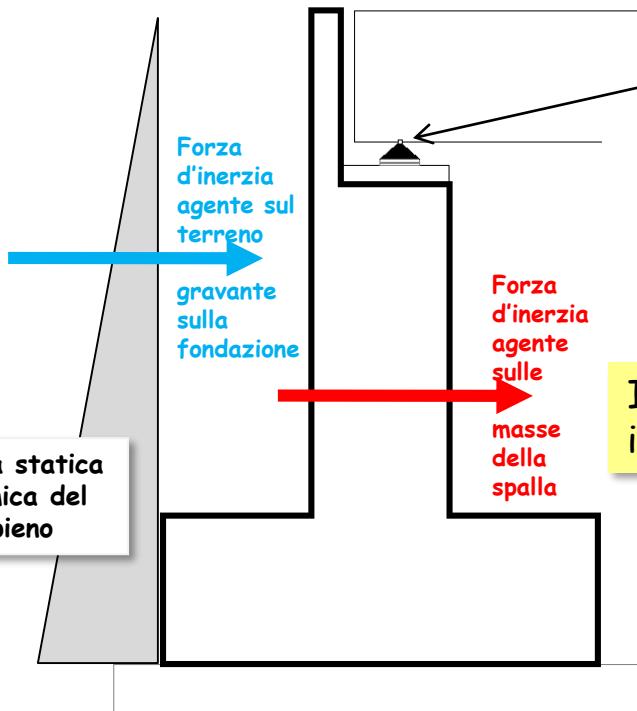
Lo spostamento associato alle spinte del terreno si deve poter sviluppare senza che la spalla collassi. Questo requisito si ritiene soddisfatto se la spalla è in grado di sopportare le sollecitazioni sismiche incrementate del 30%.

Occorre inoltre considerare la forza di attrito all'appoggio, che deve essere maggiorata di un fattore pari a 1,30 (tranne che nel caso in cui si assuma $q=1$).



7.9.5.6.2

Collegamento mediante apparecchi d'appoggio fissi



In questo caso la Spalla ed il Ponte formano un sistema **ACCOPPIATO**

È necessario utilizzare un **modello strutturale** che **consenta di analizzare gli effetti di interazione** tra il terreno, la spalla e la parte di ponte accoppiata.

In **direzione trasversale** l'**interazione terreno-spalla** può in molti casi essere **trascurata** (a favore di stabilità)

In **direzione longitudinale** il **modello**, in genere, deve comprendere, la **deformabilità del terreno retrostante e quella del terreno di fondazione**.

L'analisi deve essere eseguita adottando un fattore di struttura **$q = 1,5$** .

DETTAGLI COSTRUTTIVI



7.9.6.

DETTAGLI COSTRUTTIVI PER ELEMENTI DI CALCESTRUZZO ARMATO

7.9.6.1 PILE

Al fine di conferire la necessaria duttilità è necessario disporre idonee armature trasversali all'interno delle zone dissipative delle pile:

- armature atte a **confinare adeguatamente il nucleo in calcestruzzo** della sezione;
- armature atte a **contrastare l'instabilità** delle barre verticali compresse.

Le prescrizioni sulle armature trasversali sono volte a conseguire determinati obiettivi prestazionali. Esse non determinano dei quantitativi di acciaio da sommare tra di loro, pertanto **nelle zone dissipative di una pila**, fermi restando i dettagli costruttivi e il passo minimo delle armature prescritti nei successivi tre paragrafi, il quantitativo di armatura trasversale è **il massimo tra quelli necessari a:**

- 1 - soddisfare le verifiche di **resistenza a taglio**;
- 2 - **confinare adeguatamente il nucleo in calcestruzzo** della sezione;
- 3 - **contrastare l'instabilità** delle barre verticali compresse.

Salvo studi specifici le armature in parola sono indicate nei §§ 7.9.6.1.1, 7.9.6.1.2 e 7.9.6.1.3.



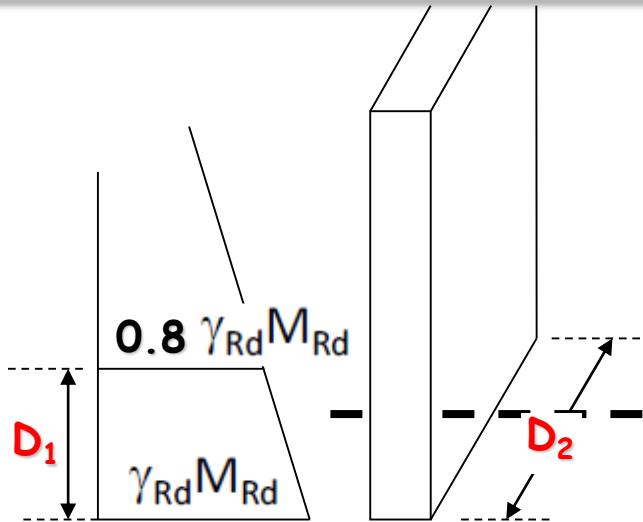
Definizione Zone Dissipative

CD'A'

lunghezza D_0 pari alla maggiore delle due:

- la profondità D_2 della sezione in direzione ortogonale all'asse di rotazione delle cerniere;
- la distanza D_1 tra la sezione di momento massimo e la sezione in cui il momento si riduce del 20%.

Per $0,3 \leq v_k \leq 0,6$ D_0 va incrementato del 50%

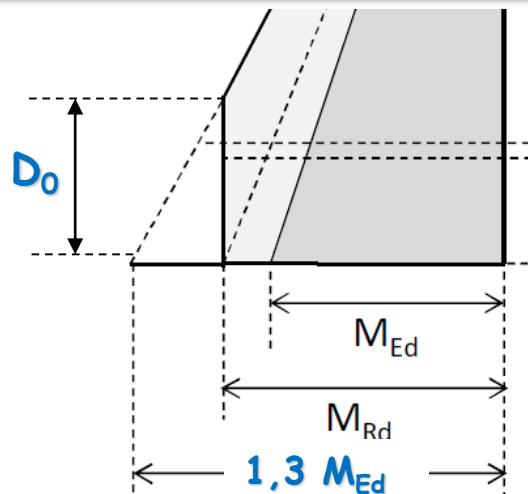


CD'B'

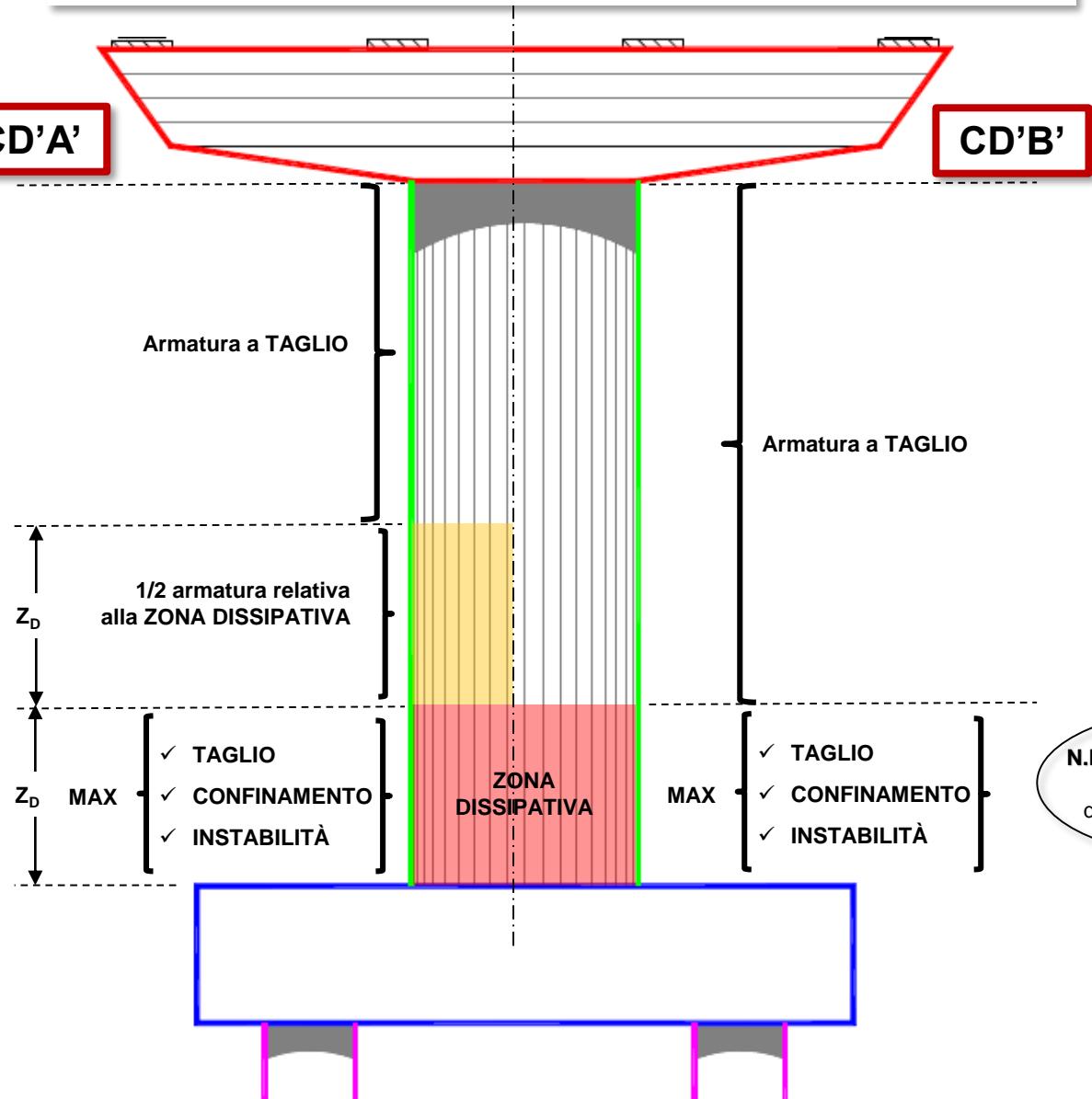
lunghezza D_0 pari alla distanza tra la sezione di momento massimo e la sezione ove risulti:

$$M_{R,d} \leq 1,3 M_{E,d}$$

Tale distanza può essere nulla.



DISPOSIZIONE DELL'ARMATURA TRASVERSALE NELLE PILE



7.9.6.1.1

Armature per il **confinamento del nucleo di calcestruzzo**

Le **armature per il confinamento**, e quindi le **verifiche di duttilità**
non sono necessarie nei seguenti casi:

- 1 se la sollecitazione di compressione normalizzata risulta $v_k \leq 0,08$;
- 2 nel caso di sezioni delle pile in parete sottile a doppio T o cave, mono o multi cellulari, purché risulti $v_k \leq 0,2$;
- 3 nel caso di sezioni delle pile progettate in CD "A" o in CD "B" dove è possibile raggiungere una duttilità in curvatura non inferiore, rispettivamente, a $\mu_\phi = 13$ o a $\mu_\phi = 7$, senza che la deformazione di compressione massima nel calcestruzzo superi il valore 0,0035.

CONFINAMENTO

Definizione di **PERCENTUALE MECCANICA DI ARMATURA TRASVERSALE**

Sez. RETTANGOLARE

$$\omega_{wd,r} = \frac{A_{sw}}{s \cdot b} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

A_{sw} = area complessiva dei bracci delle staffe chiuse e dei tiranti in una direzione

s = interasse delle staffe.

b = dimensione della sezione in direzione ortogonale a quella dei bracci delle staffe, misurata al di fuori delle staffe.

Sez. CIRCOLARE

$$\omega_{wd,c} = \frac{4A_{sp}}{D_{sp} \cdot s} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

A_{sp}, D_{sp} = area della sezione delle barre circonferenziali, e diametro della circonferenza

s = interasse delle armature di confinamento.



Definizione di PERCENTUALE MECCANICA MIN. DI ARMATURA TRASVERSALE

Tiranti e staffe di forma **RETTANGOLARE**

$$\omega_{wd,r} \geq \max(\omega_{w,req}; 0,67 \cdot \omega_{w,min})$$

Staffe di forma **CIRCOLARE**

$$\omega_{wd,c} \geq \max(1,4 \cdot \omega_{w,req}; \omega_{w,min})$$

$$\begin{aligned}\omega_{w,min} &= 0,18 \text{ in CD'A'} \\ \omega_{w,min} &= 0,12 \text{ in CD'B'}\end{aligned}$$

$$\omega_{w,req} = \frac{A_c}{A_{cc}} \cdot \lambda \cdot v_k + 0,13 \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} (\rho_L - 0,01)$$

A_c = area linda della sezione di calcestruzzo

A_{cc} = area di calcestruzzo confinato (nucleo)

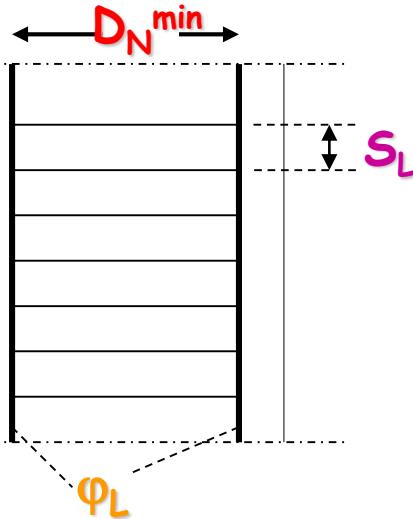
$$\begin{aligned}\lambda &= 0,37 \text{ in CD'A'} \\ \lambda &= 0,28 \text{ in CD'B'}\end{aligned}$$

ρ_L è la percentuale geometrica
di armatura longitudinale



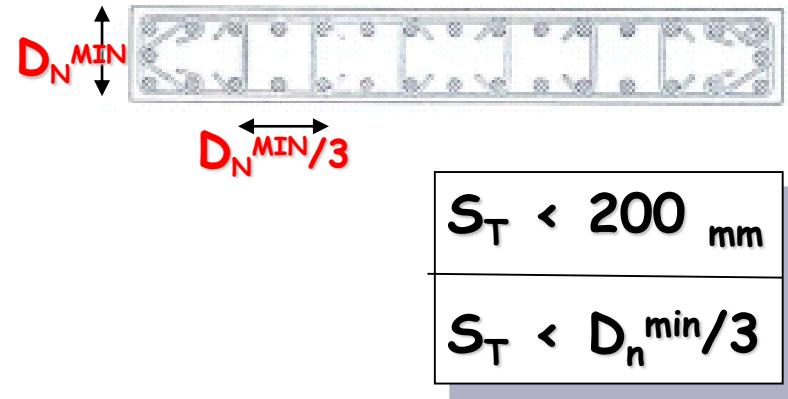
PASSO MIN. ARMATURA TRASVERSALE

lungo l'asse verticale della pila S_L



$$\begin{aligned} S_L &< 6 \varphi_L \\ S_L &< D_N^{\min} \end{aligned}$$

In direzione trasversale S_T nel piano orizzontale



$$\begin{aligned} S_T &< 200 \text{ mm} \\ S_T &< D_n^{\min}/3 \end{aligned}$$



7.9.6.1.2 Armature per contrastare l'instabilità delle barre verticali compresse

Esse non sono necessarie nel caso di sezioni delle pile progettate in CD''B'' ove sia possibile omettere l'armatura di confinamento.

$$S_L < 6 \varphi_L$$

$$S_T < 200 \text{ mm}$$

l'obiettivo di trattenere le barre longitudinali può essere raggiunto in due modi alternativi:

- mediante un braccio di staffa assicurato per mezzo di **tiranti intermedi disposti in posizioni alternate** lungo l'asse verticale della pila.
- attraverso la sovrapposizione di **più staffe chiuse disposte in modo tale che le barre verticali interne risultino alternativamente legate**.

Il **quantitativo minimo di tiranti** o bracci trasversali necessari a limitare i fenomeni d'instabilità delle barre longitudinali lungo i bordi rettilinei è fornito dalla relazione seguente:

L'area dei bracci o dei tiranti necessaria allo scopo è data dalla relazione:

l'area di un braccio o tirante (mm²)

passo tirante (mm)

somma delle aree delle barre longit. trattenute da un braccio

$$A_t = \sum A_s f_{yk,s} \frac{1}{1,6 f_{yk,t}}$$

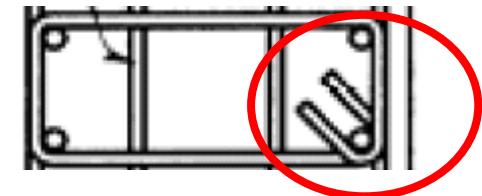
0,63

tensioni di snervamento dell'acciaio longitudinale e trasversale.

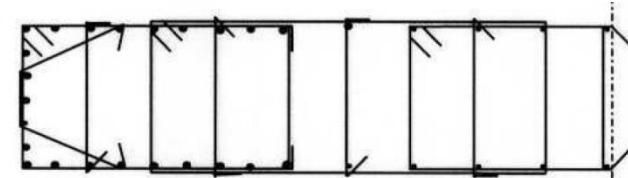


DETTAGLI COSTRUTTIVI PER LE ZONE DISSIPATIVE

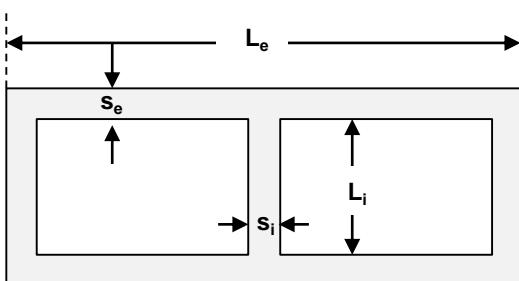
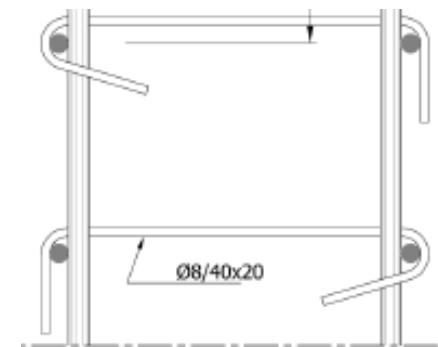
Tutte le armature di confinamento, staffe o tiranti, devono terminare con piegature a **135°** che si ancorano verso l'interno per una lunghezza minima di **10 diametri**.



I tiranti devono essere sempre ancorati alle staffe in prossimità delle barre verticali.

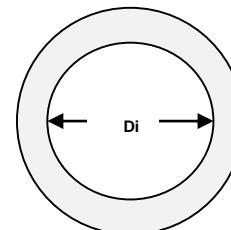


Nel caso di sezioni ove risulti $v_k \leq 0,30$ è possibile impiegare tiranti con piegature a **135°** su una estremità e a **90°** sull'altra estremità, purché siano alternati i versi di posa.



$$L_i/s_i \leq 8$$

$$L_e/s_e \leq 4$$



$$D_i/s \leq 4$$



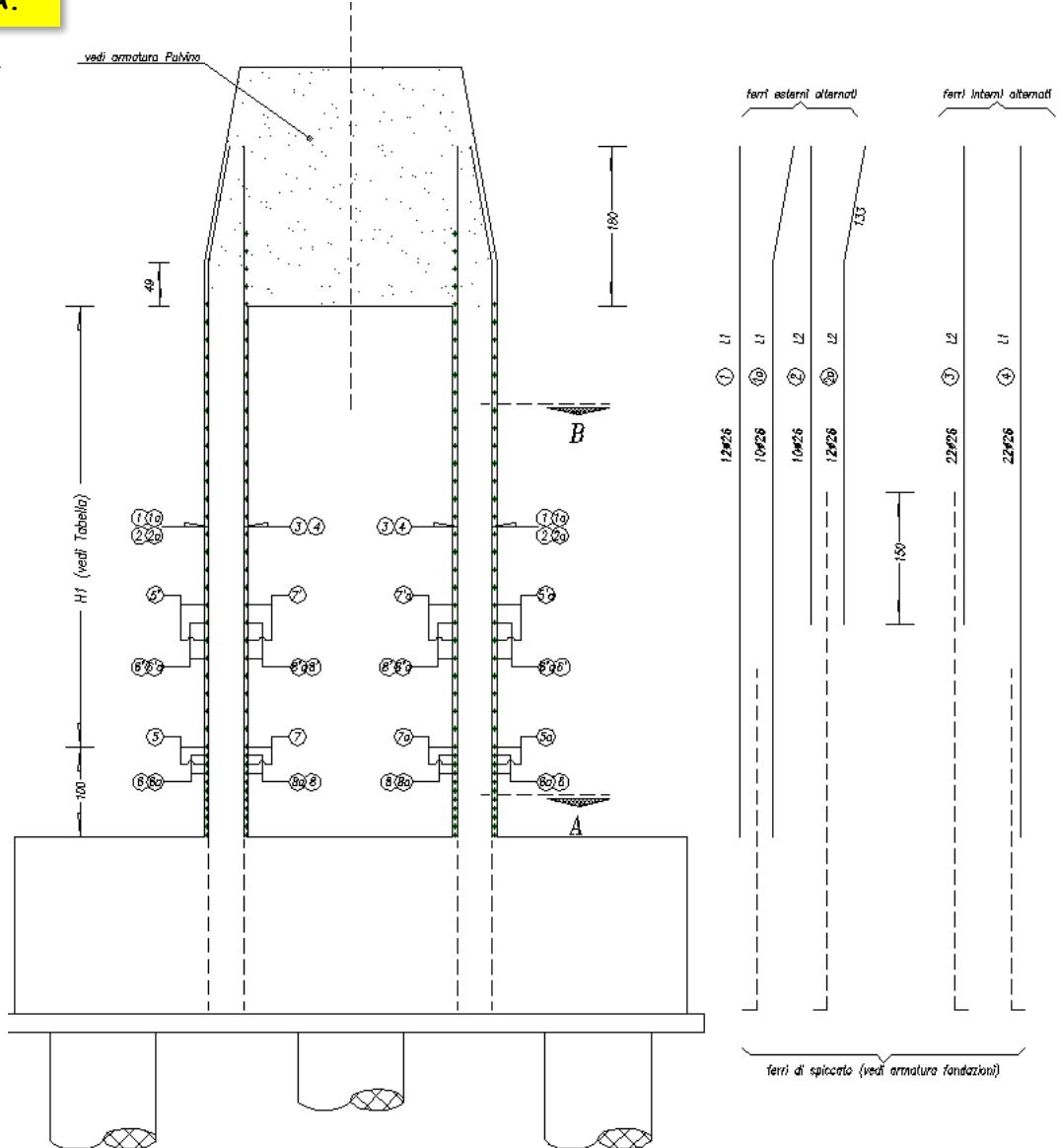
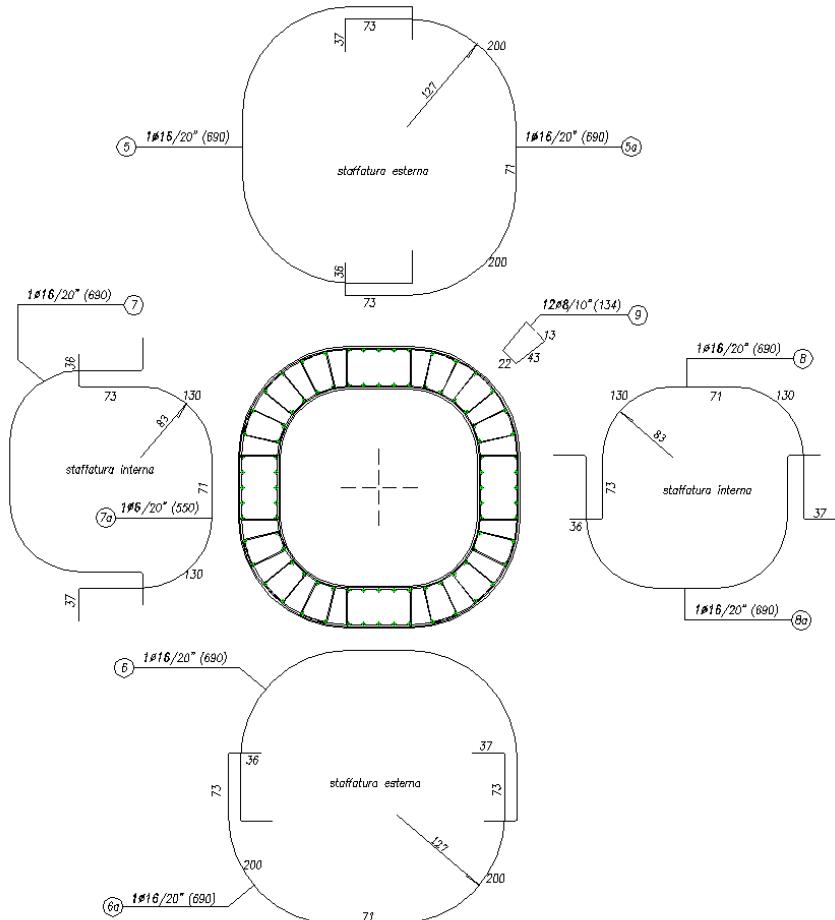
7.9.6.2 IMPALCATO, FONDAZIONI E SPALLE

Ferme restando le prescrizioni inerenti le armature di cui al § 7.2.5, in conseguenza dei criteri di progetto adottati non sono da prevedere per gli elementi costruttivi in titolo accorgimenti specifici per conferire duttilità



ESEMPI DI DETTAGLI COSTRUTTIVI PER PILA IN C.A.

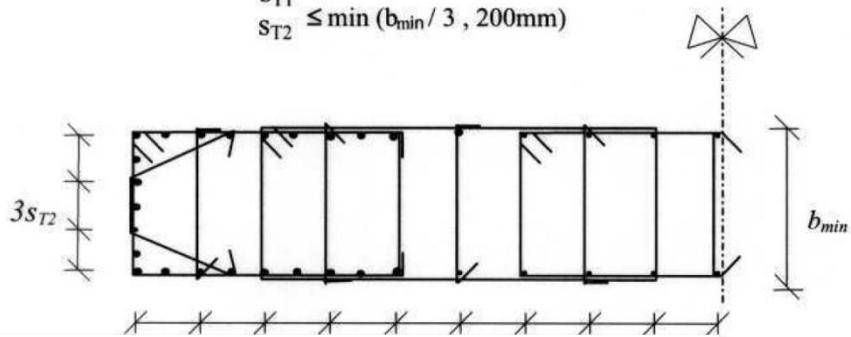
PILA a Sezione CIRCOLARE CAVA.



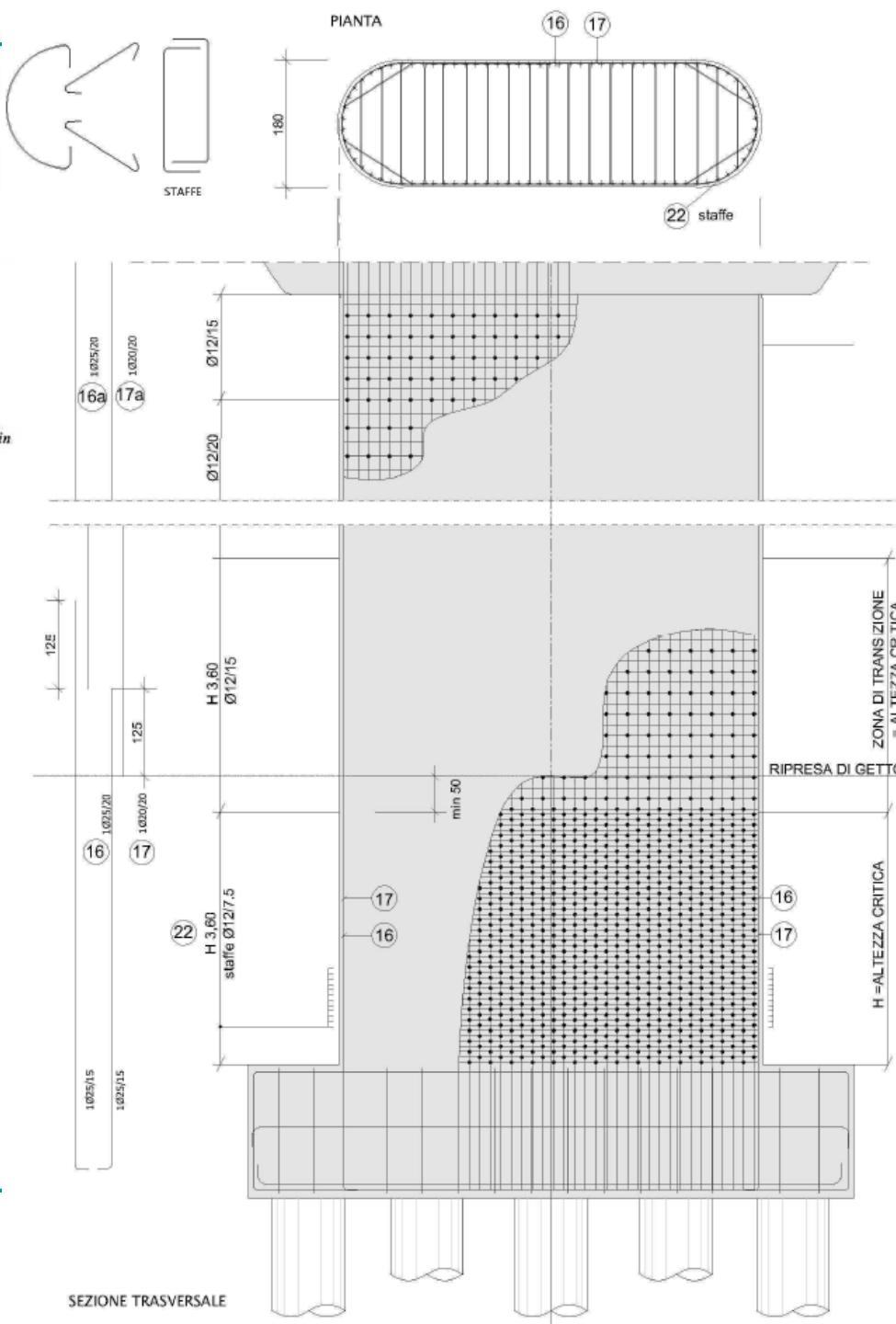
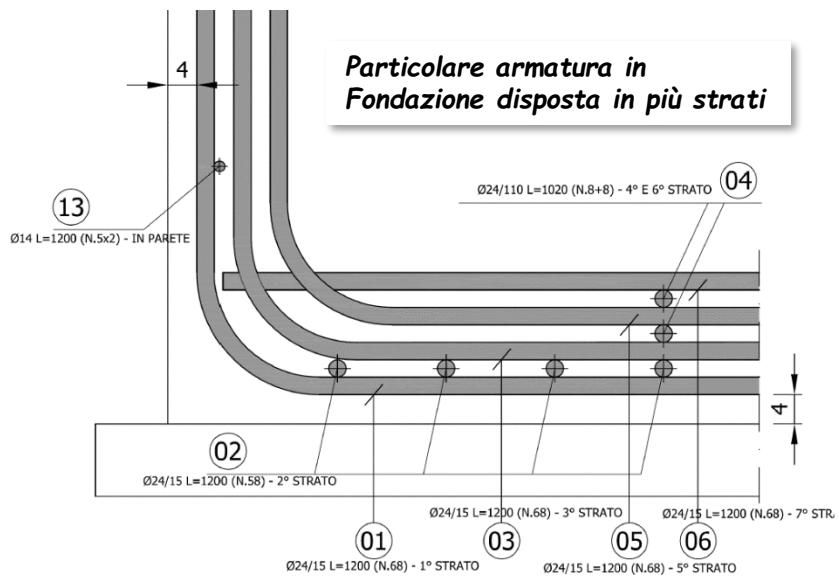
ESEMPI DI DETTAGLI COSTRUTTIVI PER PILA IN C.A.

PILA a Sezione RETTANGOLARE PIENA.

$$\frac{s_{T1}}{s_{T2}} \leq \min(b_{min}/3, 200\text{mm})$$

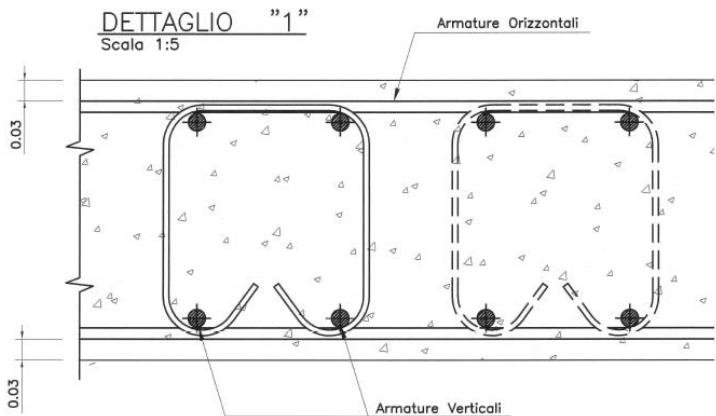


Schema disposizione armature di confinamento per sezioni con pareti sottili secondo EC8-2

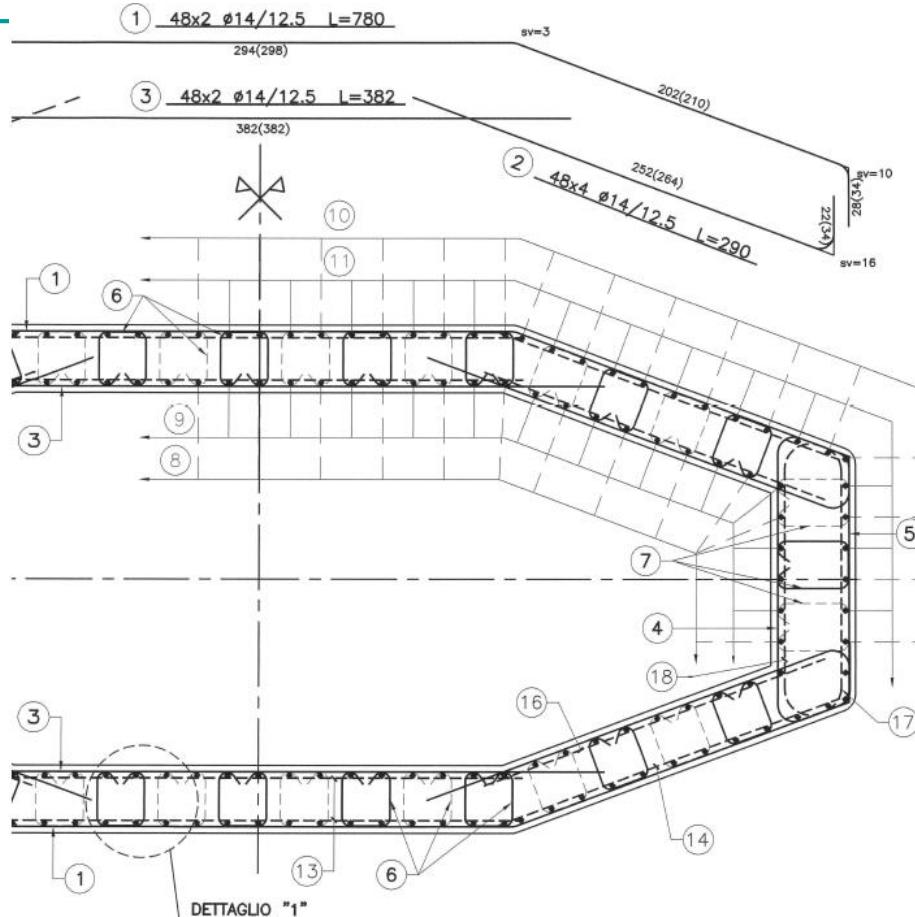
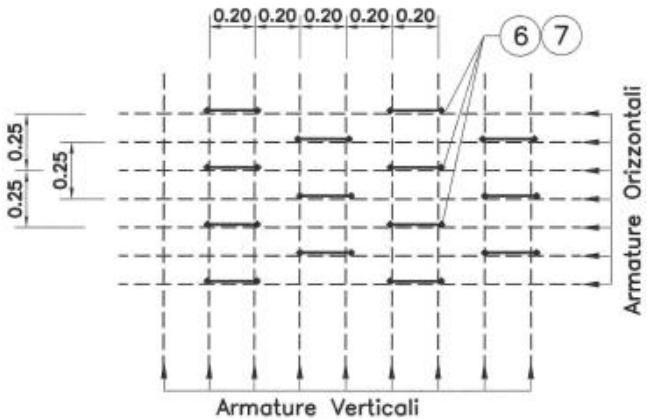


ESEMPI DI DETTAGLI COSTRUTTIVI PER PILA IN C.A.

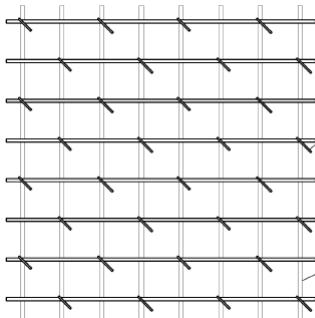
PILA a Sezione RETTANGOLARE CAVA.



SCHEMA POSIZIONI N°6-7



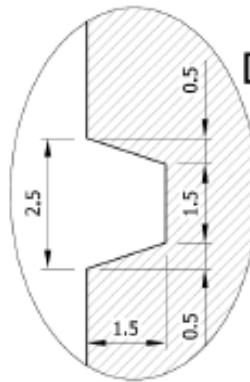
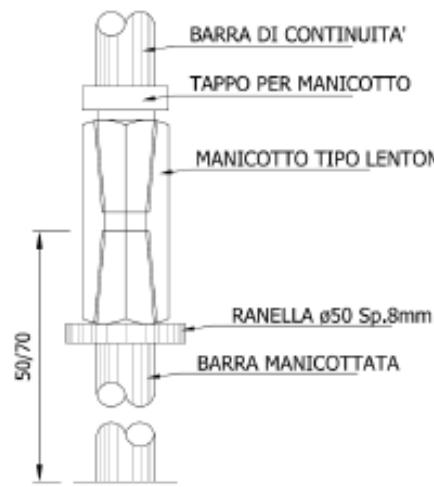
PARTICOLARE STAFFE E RIPRESA DI GETTO



spille alternate e sfalsate sui vari strati orizzontali, inclinate di 45° per vincolare le staffe

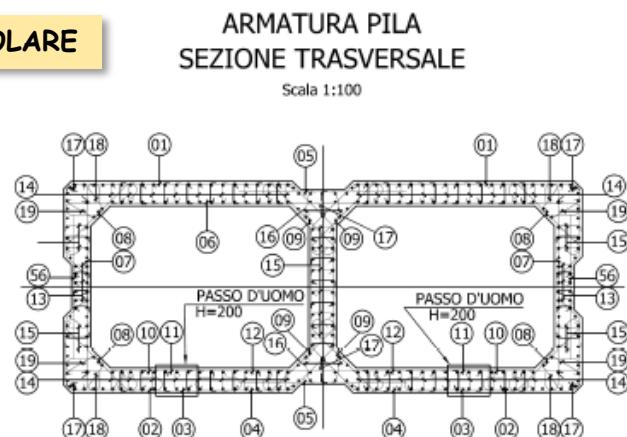
staffe ø16/20
ferri di forza ø22/20

Particolare della disposizione delle spille

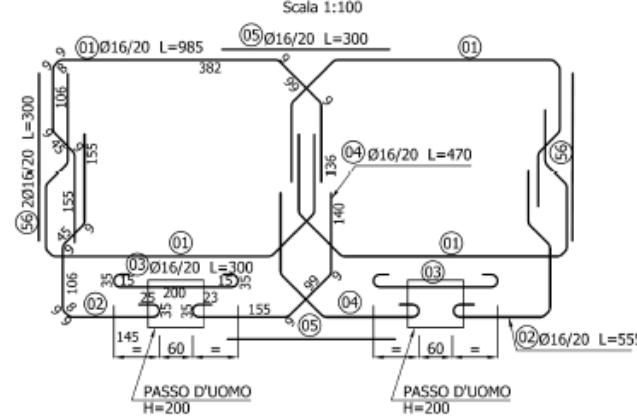


DETTAGLIO "K"

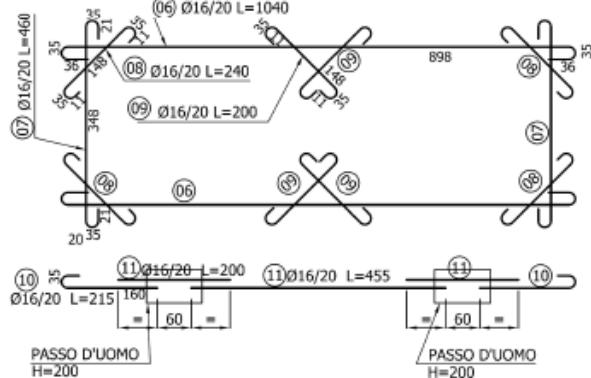
SCURETTO PER RIPRESA DI GETTO



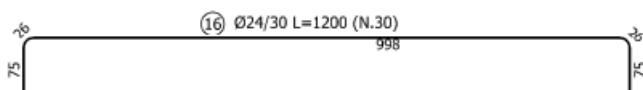
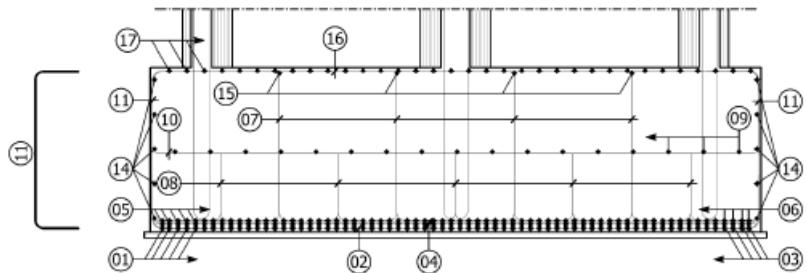
STAFFATURA ESTERNA



STAFFATURA INTERNA

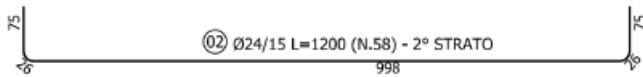


ARMATURA FONDAZIONE
SEZIONE D-D

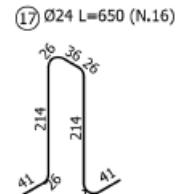


10 Ø20/60 L=1020 (N.15) - STRATO INTER.

04 Ø24/110 L=1020 (N.8+8) - 4° E 6° STRATO

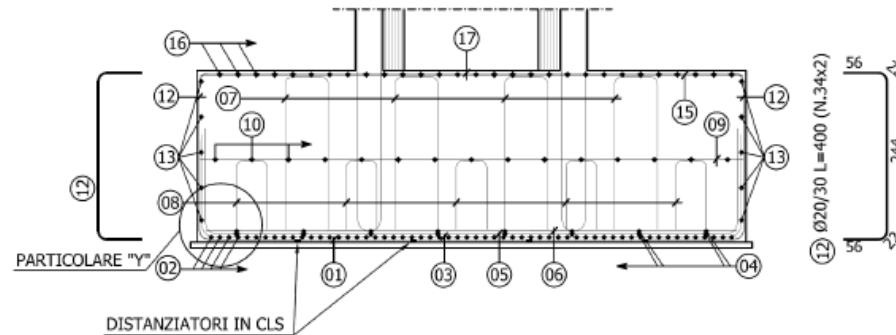


08 Ø20 L=400 (N.25)



17 Ø24 L=650 (N.16)

ARMATURA FONDAZIONE
SEZIONE E-E



17 Ø24/30 L=1000 (N.34)
858

15 Ø24 L=890 (N.4) - DI COSTRUZIONE

09 Ø20/60 L=890 (N.17) - STRATO INTER.

06 Ø24/15 L=870 (N.68) - 7° STRATO
870

05 Ø24/15 L=1200 (N.68) - 5° STRATO
838

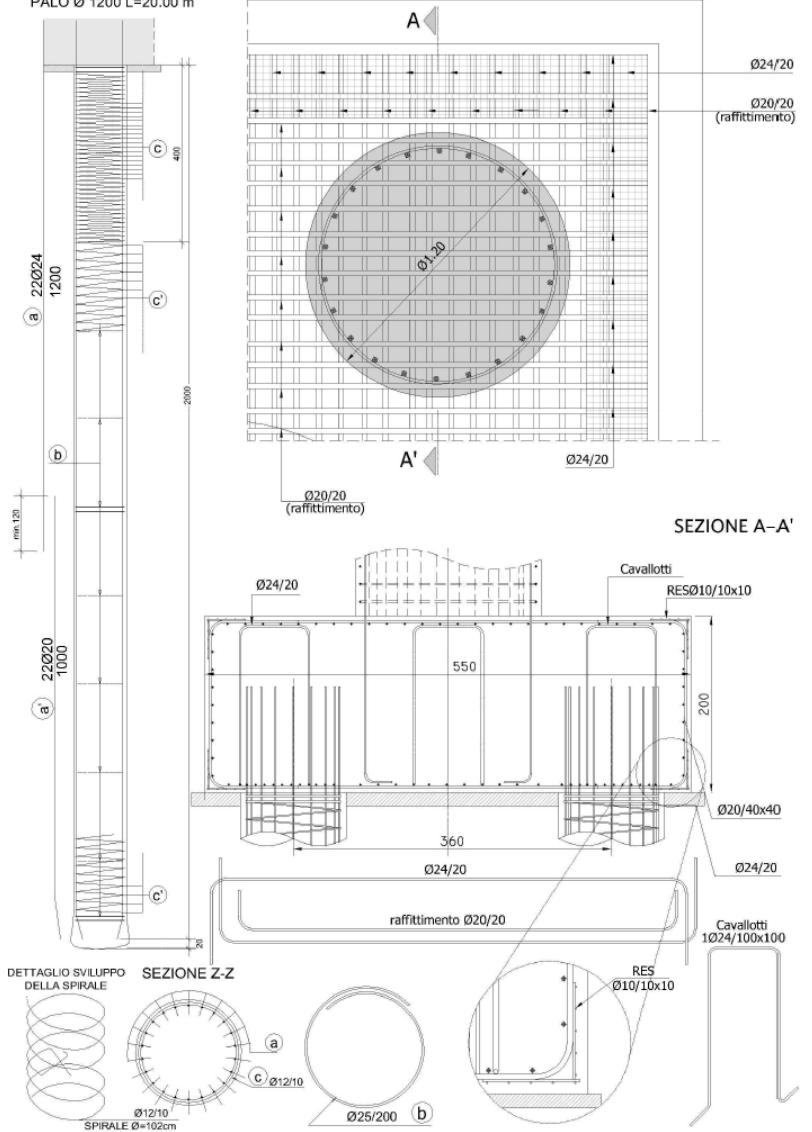
03 Ø24/15 L=1200 (N.68) - 3° STRATO
848

01 Ø24/15 L=1200 (N.68) - 1° STRATO
858

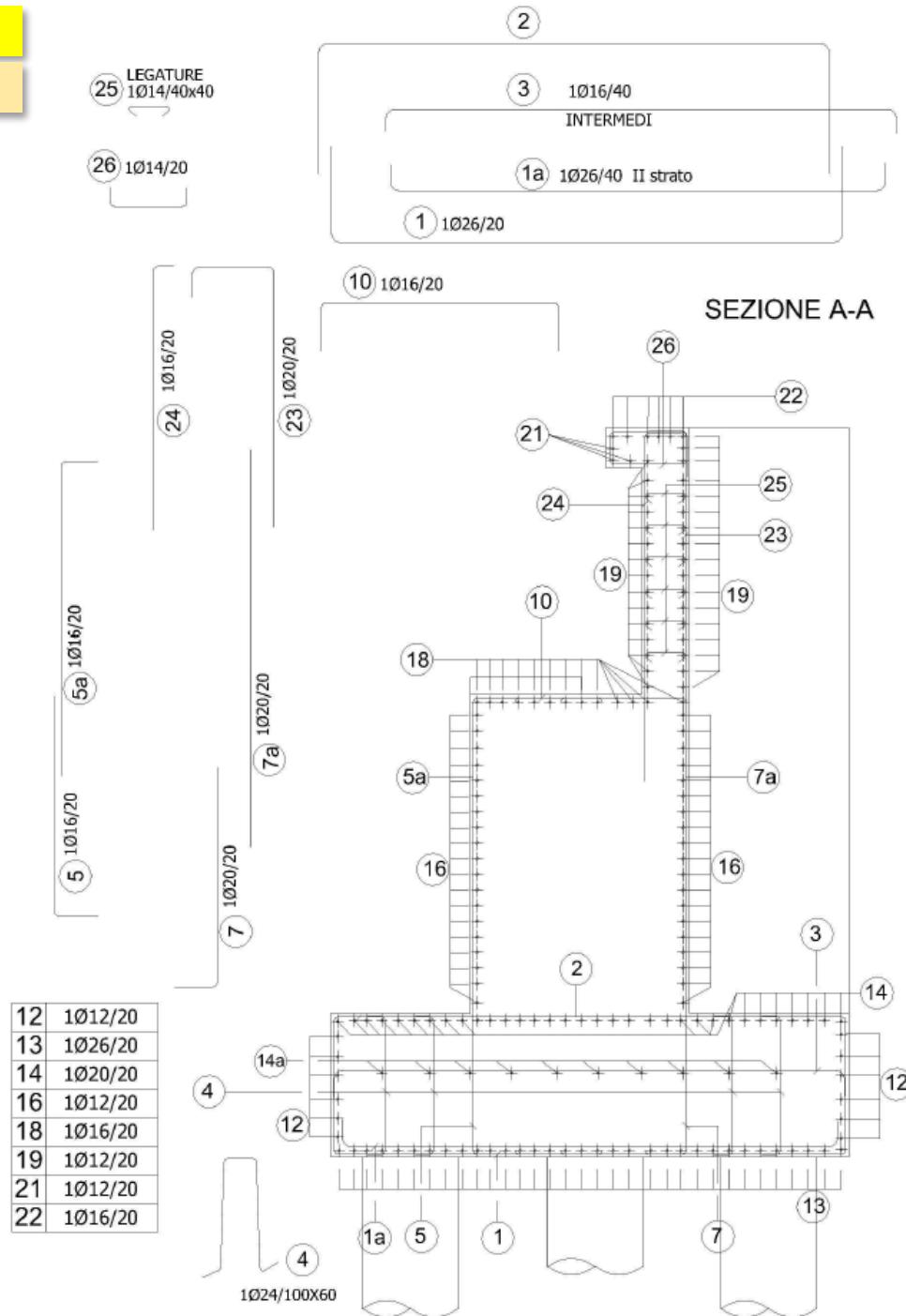
ESEMPI DI DETTAGLI COSTRUTTIVI PER PILA IN C.A.

Armatura della SPALLA Monolitica

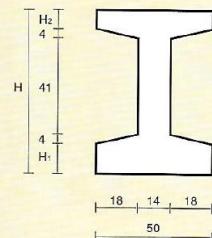
PALO Ø 1200 L=20.00 m



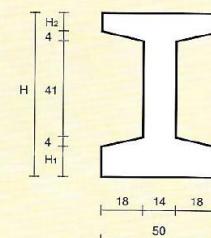
Politecnico di Bari
Teoria e Progetto di PONTI
Domenico RAFFAELE



SEZIONE DI TESTATA

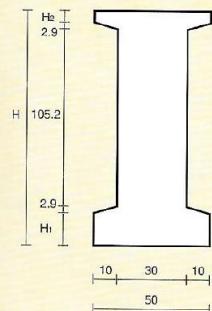


SEZIONE CORRENTE

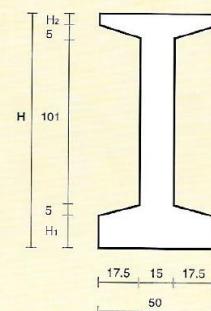


Codice	H [cm]	H_1 [cm]	H_2 [cm]	Peso [daN/m]
DT 70 T	70	13	8	490

SEZIONE DI TESTATA



SEZIONE CORRENTE



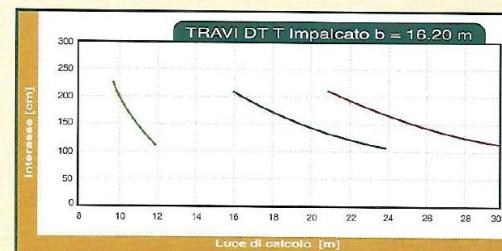
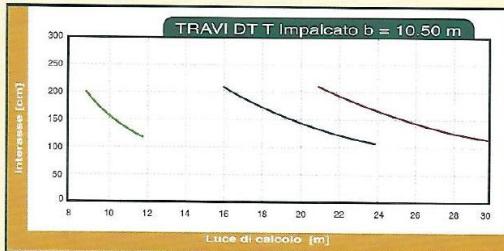
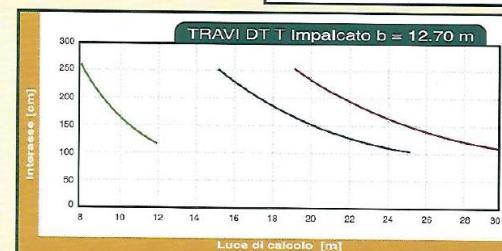
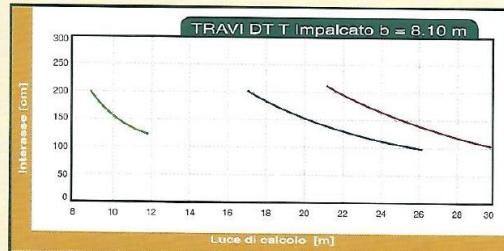
Codice	H [cm]	H_1 [cm]	H_2 [cm]	Peso [daN/m]
DT 130 T	130	14	5	800
DT 145 T	145	24	10	1000

CARATTERISTICHE
DEI MATERIALI

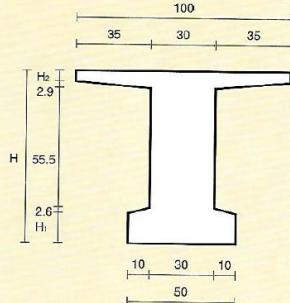
Cls: $R_{ck} = 55$ N/mm²
Cle gotti in opera: $R_{ck} = 30$ N/mm² min.
Acciaio: Fe B 44 k
Acciaio armonico: $f_{ptk} = 1860$ N/mm²
 $f_{pk} = 1670$ N/mm²

Curve di utilizzo valide
per il predimensionamento.

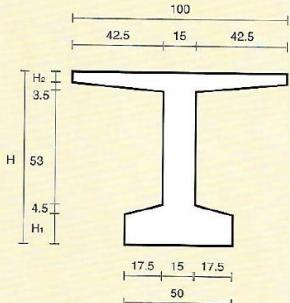
■ DT 70 T ■ DT 130 T ■ DT 145 T



SEZIONE DI TESTATA



SEZIONE CORRENTE



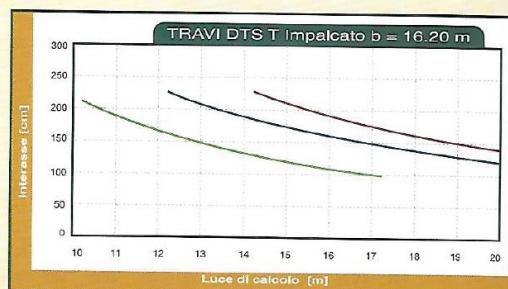
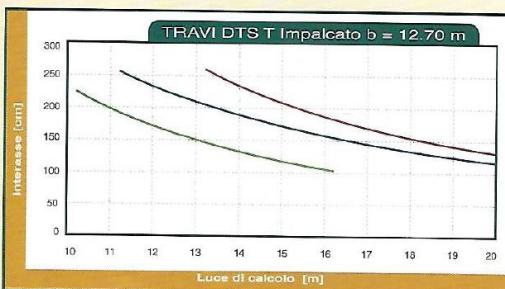
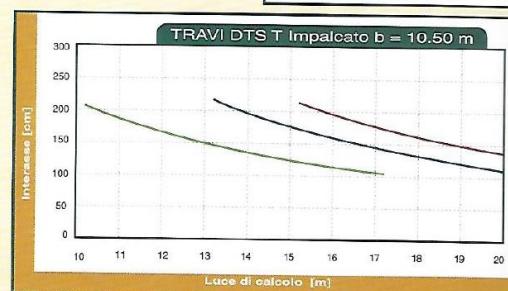
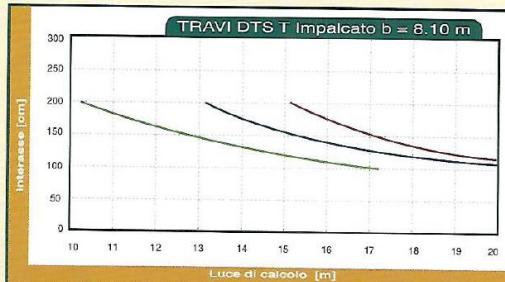
Codice	H [mm]	H _t [mm]	H _w [mm]	Peso [daN/m]
DTS 80 T	80	14	5	660
DTS 90 T	90	24	5	790
DTS 100 T	100	24	15	1050

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

CIs: Rck = 55 N/mm²
 CIs getti in opera: Rck = 30 N/mm² min.
 Acciaio: Fe B 44 k
 Acciaio armonico: tp1k = 1860 N/mm²
 tp1k = 1670 N/mm²

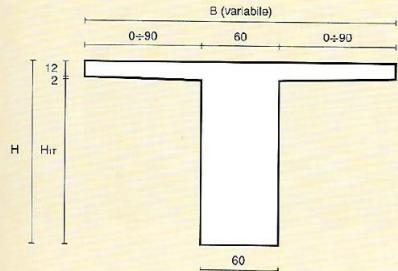
Curve di utilizzo valide per il predimensionamento.

■ DTS 80 T ■ DTS 90 T ■ DTS 100 T

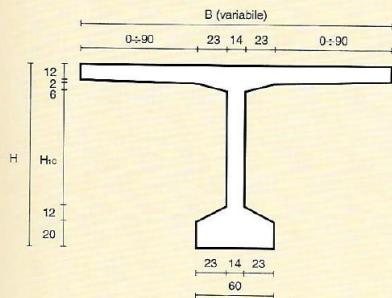


DTS 60 B Ala larga superiore

SEZIONE DI TESTATA



SEZIONE CORRENTE



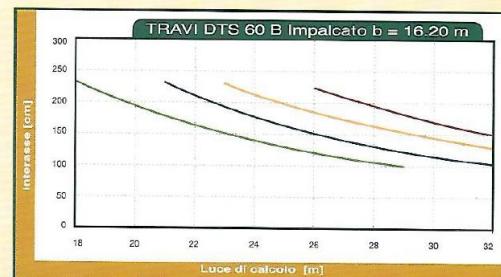
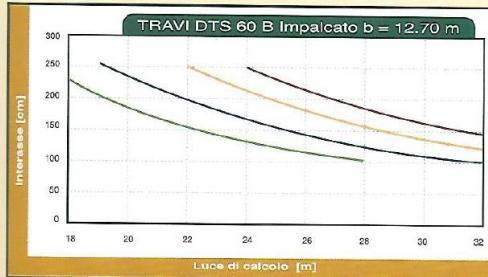
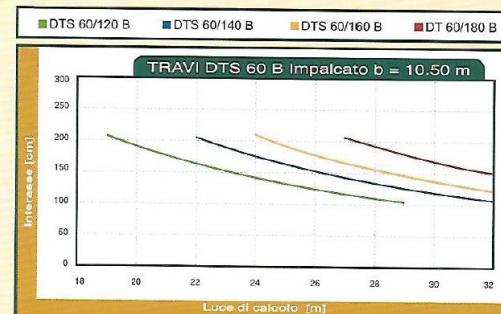
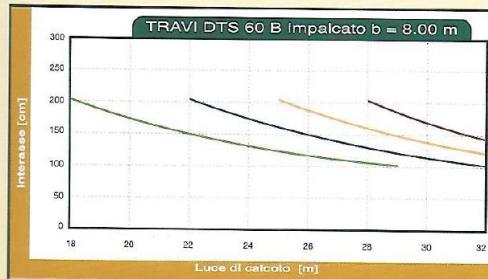
Codice	H [cm]	Hir [cm]	Hc [cm]	B [cm]	Peso* [daN/m]
DTS 60/120 B	120	106	68	60÷240	1760
DTS 60/140 B	140	126	88	60÷240	1880
DTS 60/160 B	160	146	108	60÷240	2000
DTS 60/180 B	180	166	128	60÷240	2120

* Calcolato per il massimo valore di B

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

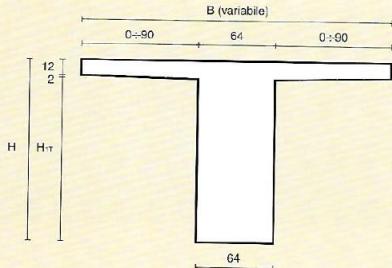
Cls: Rck = 55 N/mm²
 Cts getti in opera: Rck = 30 N/mm² min.
 Acciaio: Fe B 44 k
 Acciaio armato: fptk = 1860 N/mm²
 fp1k = 1670 N/mm²

Curve di utilizzo valide per il predimensionamento.

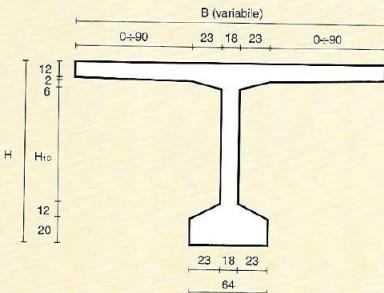


DTS 64 B Ala larga superiore

SEZIONE DI TESTATA



SEZIONE CORRENTE



Codice	H [cm]	H _T [cm]	H _{ro} [cm]	B [cm]	Peso* [daN/m]
DTS 64/120 B	120	106	68	64:244	1885
DTS 64/140 B	140	126	88	64:244	2025
DTS 64/160 B	160	146	108	64:244	2165
DTS 64/180 B	180	166	128	64:244	2305

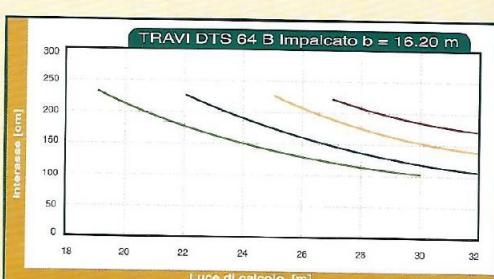
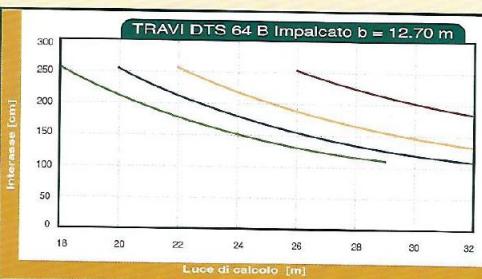
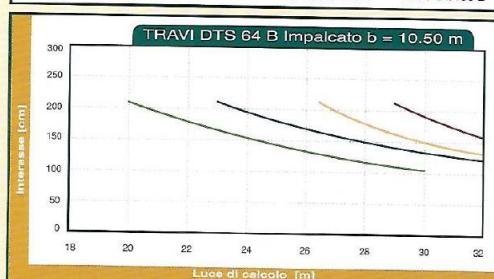
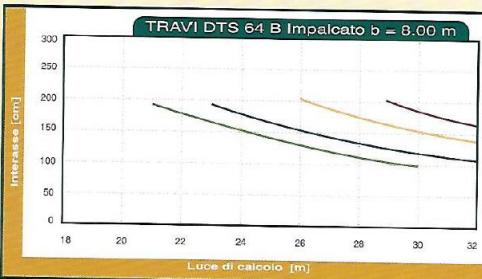
* Calcolato per il massimo valore di B

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

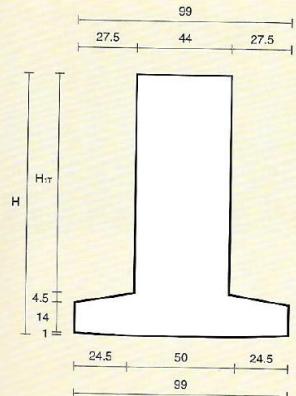
Cie: Rck = 55 N/mm²
 Cis getti in opera: Rck = 30 N/mm² min.
 Acciaio: Fe B 44 k
 Acciaio armonico: fptk = 1860 N/mm²
 fp1k = 1670 N/mm²

Curve di utilizzo valide per il predimensionamento.

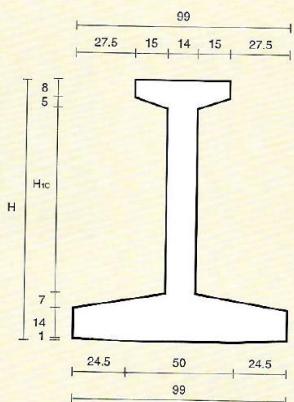
DTS 64/120 B DTS 64/140 B DTS 64/160 B DT 64/180 B



SEZIONE DI TESTATA



SEZIONE CORRENTE



Codice	H [cm]	H _{tr} [cm]	H _{sc} [cm]	Peso [daN/m]
DTI 100 T	100	80.5	65	980
DTI 110 T	110	90.5	75	1030
DTI 120 T	120	100.5	85	1080
DTI 130 T	130	110.5	95	1130
DTI 140 T	140	120.5	105	1180

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Cla: Rck = 55 N/mm²

Cla getti in opera: Rck = 30 N/mm² min.

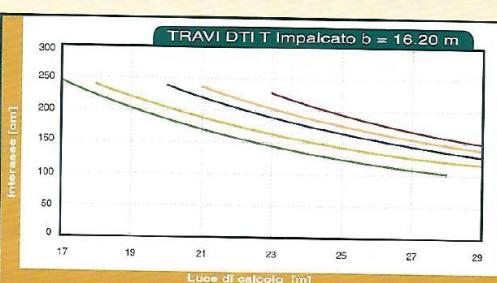
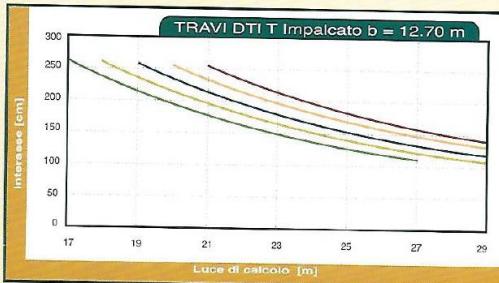
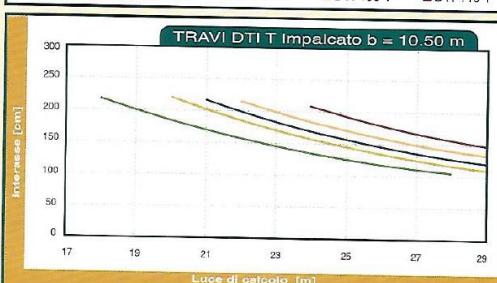
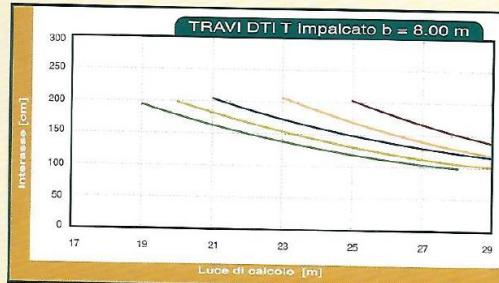
Acciaio: Fe B 44 k

Acciaio armonico: fpk = 1860 N/mm²

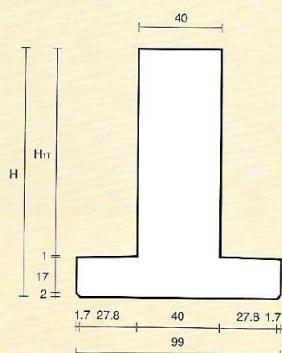
fp1k = 1670 N/mm²

Curve di utilizzo valide
per il predimensionamento.

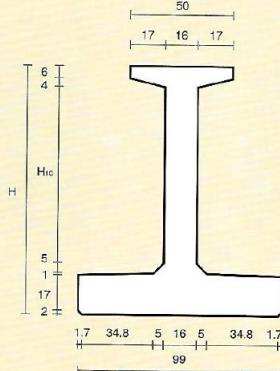
■ DTI 100 T ■ DTI 110 T ■ DTI 120 T ■ DTI 130 T ■ DTI 140 T



SEZIONE DI TESTATA



SEZIONE CORRENTE

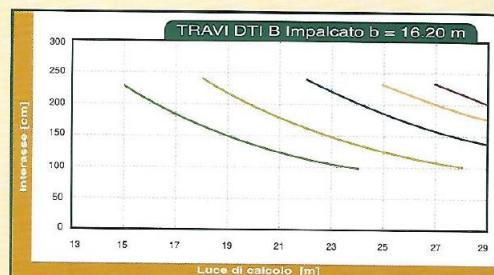
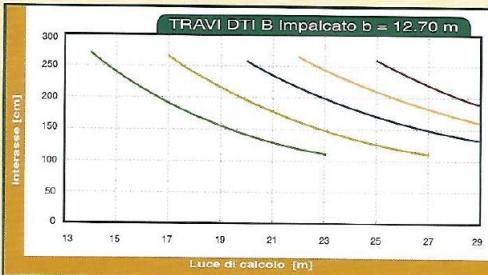
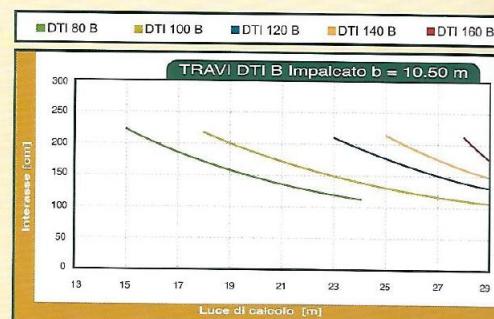
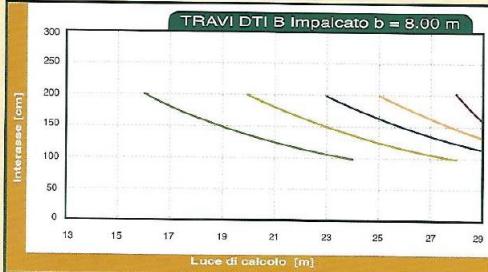


Codice	H [cm]	H_{tt} [cm]	H_{tc} [cm]	Peso [daN/m]
DTI 80 B	80	60	45	920
DTI 100 B	100	80	65	1000
DTI 120 B	120	100	85	1100
DTI 140 B	140	120	105	1200
DTI 160 B	160	140	125	1300

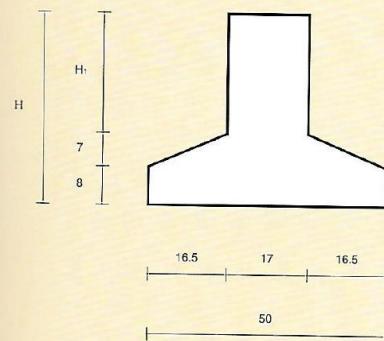
CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Cts: $R_{ck} = 55 \text{ N/mm}^2$
 Cts getti in opera: $R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$ min.
 Acciaio: Fe B 44 k
 Acciaio armonico: $f_{ptk} = 1860 \text{ N/mm}^2$
 $f_{p1k} = 1670 \text{ N/mm}^2$

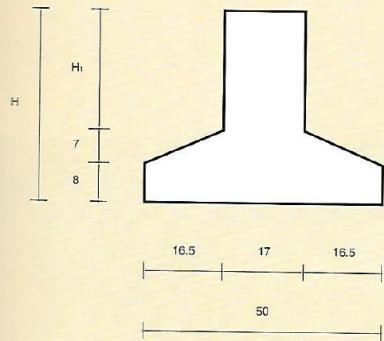
Curve di utilizzo valide per il predimensionamento.



SEZIONE DI TESTATA



SEZIONE CORRENTE

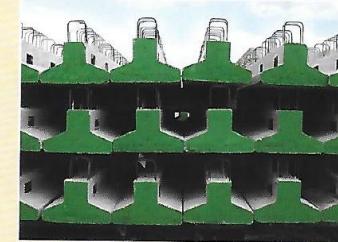


Le travi T rovescio sono disponibili in 3 diverse altezze, con fondello di larghezza pari a 50 cm.
Le travi, disposte in accostamento, consentono la realizzazione di impalcati a sceltonne in grado di coprire luci fino a circa m 12.00 con spessori contenuti.

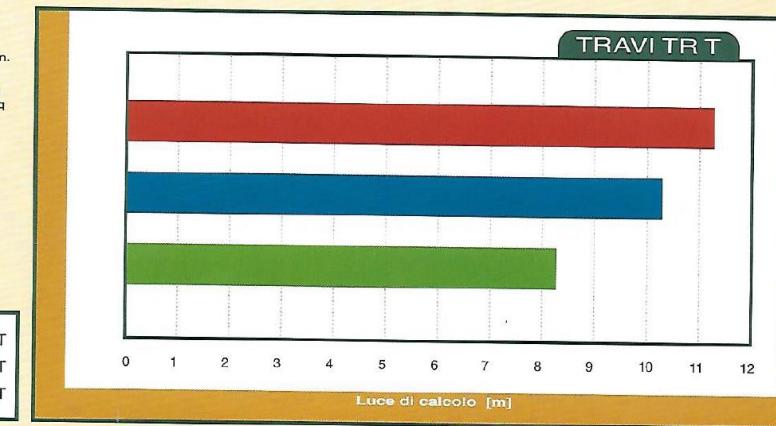
CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Cis: $R_{ck} = 55 \text{ N/mm}^2$
Cis getti in opera: $R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$ min.
Acciaio: Fe B 44 k
Acciaio armonico: $f_{pk} = 1860 \text{ N/mm}^2$
 $f_{pk} = 1670 \text{ N/mm}^2$

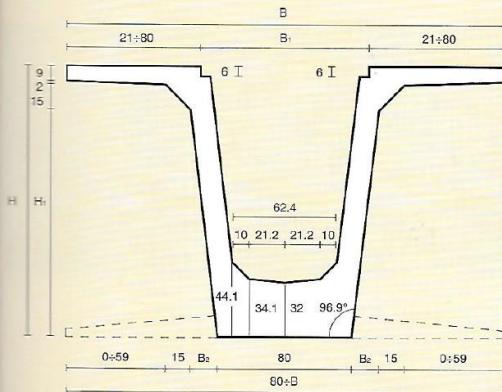
Diagramma di utilizzo valido per il predimensionamento.



Codice	H [cm]	H _t [cm]	Peso [daa/m]
TR 30 T	30	15	230
TR 40 T	40	25	275
TR 50 T	50	35	320



SEZIONE CORRENTE



Codice	H [cm]	H _h [cm]	B [cm]	B ₁ [cm]	B ₂ [cm]	Peso* [daN/m]
V 80/120 B	120	94	132.7±250.7	90.7	11.3	2000
V 80/140 B	140	114	137.5±255.5	95.5	13.7	2150
V 80/160 B	160	134	142.4±260.4	100.7	16.2	2300
V 80/180 B	180	154	147.2±265.2	105.2	18.6	2450
V 80/200 B	200	174	152.0±270.0	110.0	21.0	2600

* Calcolato per il massimo valore di B.

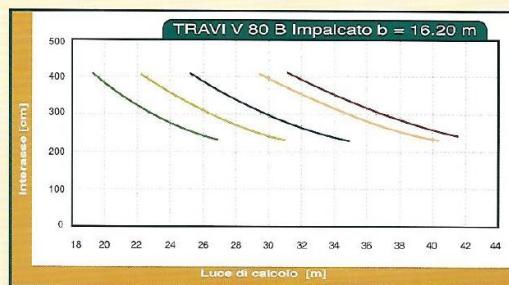
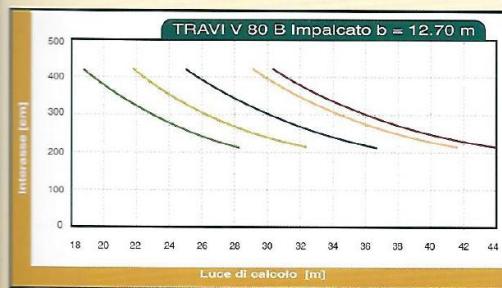
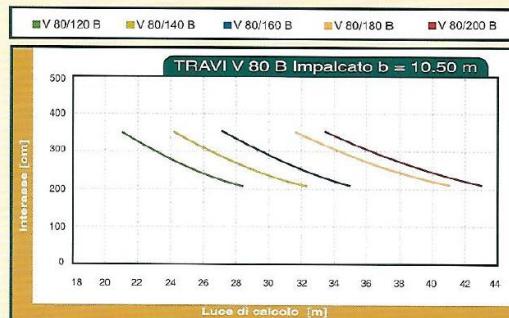
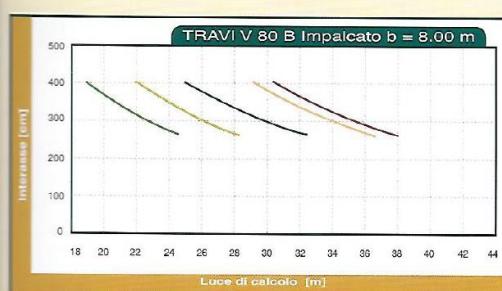
CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Cls: Rck = 55 N/mm²
Cis getti in opera: Rck = 30 N/mm² min.

Acciaio: Fe B 44 k

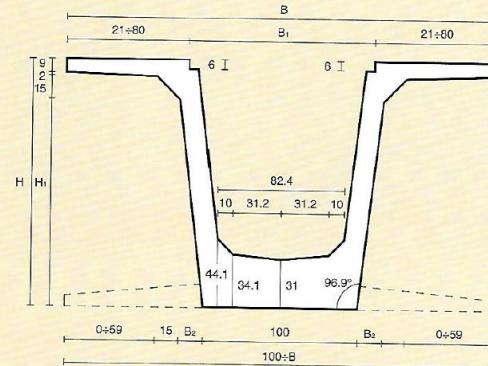
Acciaio armonico: fptk = 1950 N/mm²
fp1k = 1670 N/mm²

Curve di utilizzo valide
per il predimensionamento.



Fondello 100

SEZIONE CORRENTE



Codice	H [cm]	H1 [cm]	B [cm]	B1 [cm]	B2 [cm]	Peso* [daN/m]
V 100/120 B	120	94	152.7+270.7	110.7	11.3	2200
V 100/140 B	140	114	157.5+275.5	115.6	13.7	2350
V 100/160 B	160	134	162.4+280.4	120.7	16.2	2500
V 100/180 B	180	154	167.2+285.2	125.2	18.6	2650
V 100/200 B	200	174	172.0+290.0	130.0	21.0	2800

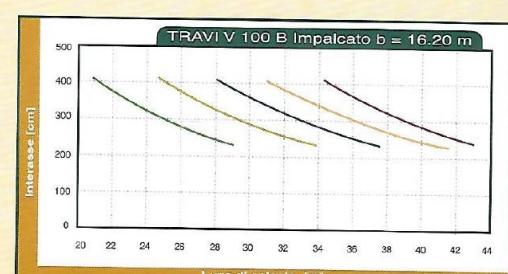
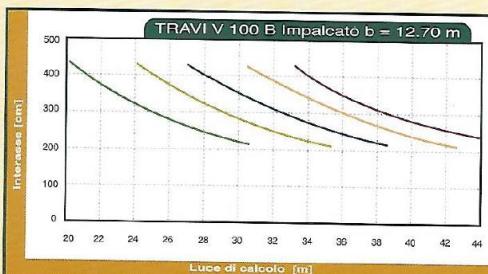
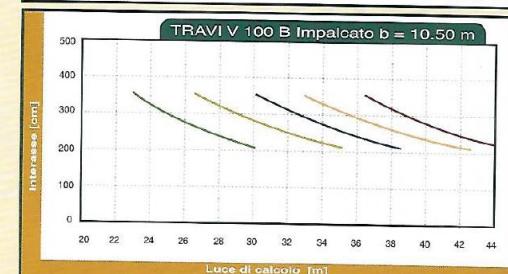
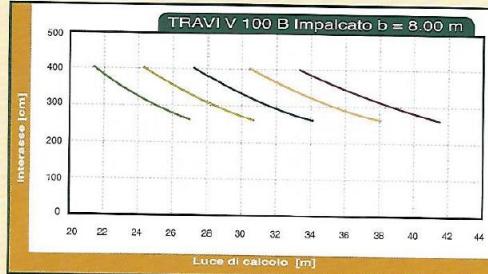
* Calcolato per il massimo valore di B.

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Cts: Rck = 55 N/mm²
 Cts getti in opera: Rck = 30 N/mm² min.
 Acciaio: Fe B 44 K
 Acciaio armonico: Iptk = 1860 N/mm²
 Ip1k = 1670 N/mm²

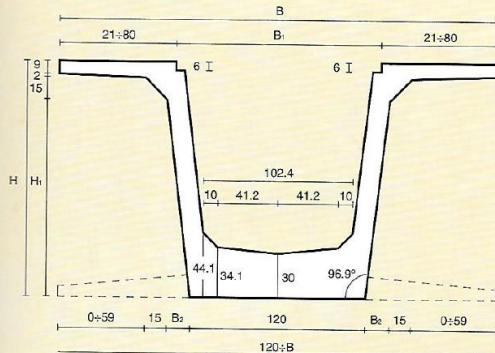
Curve di utilizzo valide per il predimensionamento.

■ V 100/120 B ■ V 100/140 B ■ V 100/160 B ■ V 100/180 B ■ V 100/200 B



Fondello 120

SEZIONE CORRENTE



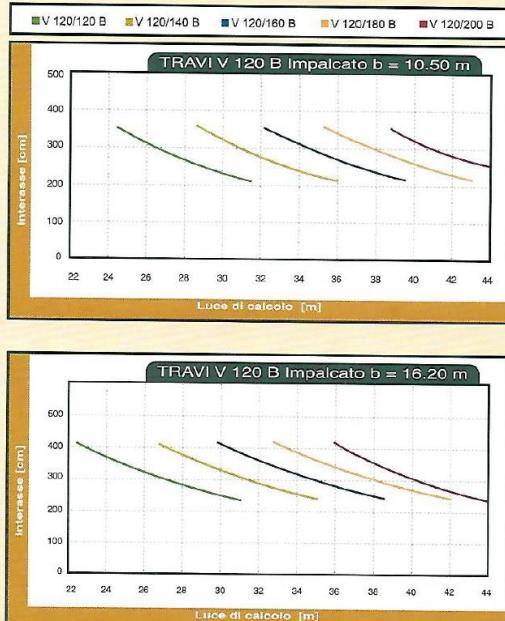
Codice	H [cm]	H ₁ [cm]	B [cm]	B ₁ [cm]	B ₂ [cm]	Peso* [daN/m]
V 120/120 B	120	94	172.7-290.7	130.7	11.3	2350
V 120/140 B	140	114	177.5-295.5	135.5	13.7	2500
V 120/160 B	160	134	182.4-300.4	140.7	16.2	2650
V 120/180 B	180	154	187.2-305.2	145.2	18.6	2800
V 120/200 B	200	174	192.0-310.0	150.0	21.0	2950

* Calcolato per il massimo valore di B.

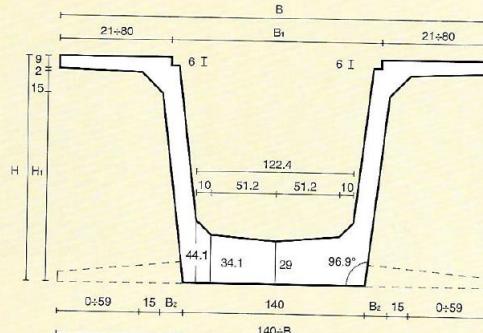
CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Cie: Rck = 55 N/mm²
Cie getti in opera: Rck = 30 N/mm² min.
Acciaio: Fe B 44 k
Acciaio armonico: fptk = 1860 N/mm²
fp1k = 1670 N/mm²

Curve di utilizzo valide
per il predimensionamento.



SEZIONE CORRENTE



Codice	H [cm]	H ₁ [cm]	B [cm]	B ₁ [cm]	B ₂ [cm]	Peso* [daN/m]
V 140/140 B	140	114	197.5-315.5	155.5	13.7	2650
V 140/160 B	160	134	202.4-320.4	160.7	16.2	2800
V 140/180 B	180	154	207.2-325.2	166.2	18.6	2950
V 140/200 B	200	174	212.0-330.0	170.0	21.0	3100

* Calcolato per il massimo valore di B.

CARATTERISTICHE

DEI MATERIALI

Cla: Rck = 55 N/mm²
Cle getti in opera: Rck = 30 N/mm² min.
Acciaio: Fe B 44 k
Acciaio armonico: fptk = 1860 N/mm²
fp'k = 1670 N/mm²

Curve di utilizzo valide
per il predimensionamento.

