



# AUTOSTRADA REGIONALE CISPADANA DAL CASELLO DI REGGIOLO-ROLO SULLA A22 AL CASELLO DI FERRARA SUD SULLA A13

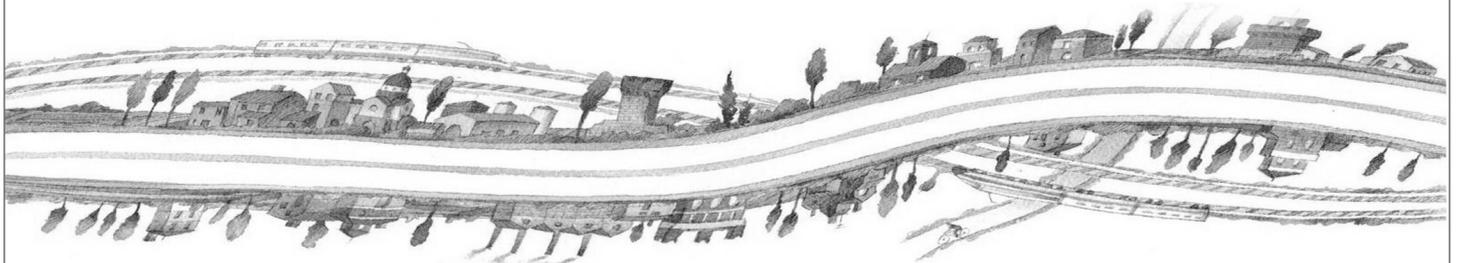
CODICE C.U.P. E81B08000060009

## PROGETTO DEFINITIVO

ASSE AUTOSTRADALE (COMPRESIVO DEGLI INTERVENTI LOCALI DI COLLEGAMENTO VIARIO AL SISTEMA AUTOSTRADALE)

### OPERE STRUTTURALI

OPERE D'ARTE MINORI: OPERE IDRAULICHE, OPERE DI SOSTEGNO  
A48ATS48 - TOMBINO SCATOLARE SCOLO SCORSURO  
TOMBINO SCATOLARE - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO



IL PROGETTISTA

RESPONSABILE INTEGRAZIONE  
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

IL CONCESSIONARIO

PIACENTINI INGEGNERI S.r.l.  
Ing. Luca Piacentini  
Albo Ing. Bologna n° 4152

Ing. Emilio Salsi  
Albo Ing. Reggio Emilia n° 945

Autostrada Regionale  
Cispadana S.p.A.  
IL PRESIDENTE  
Graziano Pattuzzi



G											
F											
E											
D											
C											
B											
A	17.04.2012	Emissione				Vacca	Piacentini	Salsi			
REV.	DATA	DESCRIZIONE				REDAZIONE	CONTROLLO	APPROVAZIONE			
IDENTIFICAZIONE ELABORATO										DATA: MAGGIO 2012	
NUM. PROGR.	FASE	LOTTO	GRUPPO	CODICE OPERA WBS	TRATTO OPERA	AMBITO	TIPO ELABORATO	PROGRESSIVO	REV.	SCALA: -	
3422	PD	0	A48	ATS48	0	ON	RC	01	A		

## INDICE

<b>1. DESCRIZIONE DELL'OPERA .....</b>	<b>5</b>
<b>2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>6</b>
<b>3. DURABILITÀ E PRESCRIZIONI SUI MATERIALI .....</b>	<b>7</b>
<b>4. INCIDENZE .....</b>	<b>9</b>
<b>5. CRITERI DI CALCOLO .....</b>	<b>10</b>
5.1. CALCOLO DELLE SPINTE SUI PARAMENTI VERTICALI .....	10
5.1.1. Spinte attive in condizioni statiche.....	11
5.1.2. Spinte a riposo in condizioni statiche.....	12
5.1.3. Spinte attive in condizioni sismiche .....	13
5.1.3.1 Rilevato asciutto.....	14
5.1.3.2 Rilevato saturo a grana fine (dinamicamente impervio: $k < 5 \cdot 10^{-4}$ m/s).....	14
5.1.3.3 Rilevato saturo a grana grossa (dinamicamente permeabile: $k \geq 5 \cdot 10^{-4}$ m/s).....	14
5.1.3.4 Rilevato parzialmente immerso .....	16
5.1.3.5 Punto di applicazione delle spinte attive sismiche.....	16
5.1.4. Sovraspinte sismiche su muri non in grado di spostarsi.....	17
5.2. CRITERI E DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA.....	19
5.3. COMBINAZIONI DI CARICO.....	23
5.3.1. Combinazioni per la verifica allo SLU.....	23
5.3.2. Combinazioni per la verifica allo SLE .....	25
5.3.3. Combinazioni per la condizione sismica.....	26
<b>6. PARAMETRI GEOTECNICI .....</b>	<b>27</b>
<b>7. TOMBINO 8.00X4.00.....</b>	<b>28</b>
7.1. GEOMETRIA DELLA STRUTTURA.....	28
7.2. PROGRAMMI DI CALCOLO UTILIZZATI .....	30
7.2.1. Pro_Sap .....	30
7.2.2. Modellazione adottata .....	31
7.3. ANALISI DEI CARICHI .....	33
7.3.1. Peso proprio e carichi permanenti portati .....	34
7.3.2. Spinta delle terre .....	35
7.3.3. Spinta della falda interna allo scatolare .....	38
7.3.4. Carichi veicolari sulla soletta superiore .....	38
7.3.5. Spinte sui piedritti indotte dai sovraccarichi accidentali .....	45
7.3.6. Sovraccarichi accidentali sulla soletta di fondazione .....	49

7.3.7.	Frenatura.....	49
7.3.8.	Azioni sismiche.....	50
7.3.8.1	<i>Stato limite di salvaguardia della vita (SLV)</i> .....	50
7.3.9.	Azioni termiche.....	52
7.3.10.	Ritiro.....	52
7.4.	<b>COMBINAZIONI DI CARICO ADOTTATE</b> .....	55
7.4.1.	Combinazioni per lo stato limite ultimo .....	55
7.4.2.	Combinazioni per gli stati limite di esercizio: combinazione rara.....	57
7.4.3.	Combinazioni per gli stati limite di esercizio: combinazione frequente .....	58
7.4.4.	Combinazioni per gli stati limite di esercizio: combinazione quasi permanente.....	59
7.4.5.	Combinazioni per lo stato limite ultimo di Salvaguardia della vita .....	59
7.5.	<b>VERIFICHE DI RESISTENZA ED A FESSURAZIONE</b> .....	61
7.5.1.	Soletta superiore: attacco piedritto (Asta 9).....	63
7.5.2.	Soletta superiore: mezzeria (Asta 12) .....	72
7.5.3.	Soletta di fondazione: attacco piedritto (Asta 11) .....	81
7.5.4.	Soletta di fondazione: mezzeria (Asta 15).....	89
7.5.5.	Piedritto: attacco soletta di fondazione (Asta 2) .....	99
7.5.6.	Piedritto: attacco soletta superiore (Asta 6).....	108
7.5.7.	Verifiche allo stato limite ultimo per taglio.....	117
7.5.7.1	<i>Soletta superiore attacco piedritto (Asta 9)</i> .....	117
7.5.7.2	<i>Soletta inferiore attacco piedritto (Asta 11)</i> .....	118
7.5.7.3	<i>Piedritto attacco soletta inferiore (Asta 2)</i> .....	119
7.5.7.4	<i>Piedritto attacco soletta superiore (Asta 6)</i> .....	120
8.	<b>MURI DI RISVOLTO</b> .....	121
8.1.	<b>GEOMETRIA DELLA STRUTTURA</b> .....	121
8.2.	<b>ANALISI DEI CARICHI</b> .....	123
8.2.1.	Peso proprio e carichi permanenti portati.....	123
8.2.2.	Spinta delle terre .....	123
8.2.3.	Spinte sui piedritti indotte dai sovraccarichi accidentali.....	124
8.2.4.	Azioni sismiche.....	124
8.2.4.1	<i>Stato limite di salvaguardia della vita (SLV)</i> .....	124
8.2.5.	Condizioni elementari di carico agenti sulla struttura.....	126
8.3.	<b>CALCOLO DELLE AZIONI AGENTI SULLE SINGOLE SEZIONI</b> .....	127
8.3.1.	Sezione A.....	127
8.4.	<b>COMBINAZIONI DI CARICO ADOTTATE</b> .....	130
8.4.1.	Combinazioni per lo stato limite ultimo .....	130
8.4.2.	Combinazioni per gli stati limite di esercizio .....	130
8.4.3.	Combinazioni per lo stato limite ultimo di Salvaguardia della vita .....	131

8.5. VERIFICHE DI RESISTENZA ED A FESSURAZIONE.....	132
8.5.1. Sezione A.....	134
8.5.1.1 Sezione di base del muro.....	134
8.5.1.2 Sezione del piedritto del tombino all'attacco con il muro.....	140

## 1. DESCRIZIONE DELL'OPERA

---

La presente relazione è relativa al tombino scatolare in corrispondenza dello Scolo Scorsuro, previsto nell'ambito della progettazione definitiva dell'Autostrada Regionale Cispadana dal casello di Reggiolo-Rolo sulla A22 al casello di Ferrara sud sulla A13.

L'opera è costituita da un tombino idraulico scatolare di dimensioni 8.00 x 4.00 posto sotto all'autostrada Cispadana e alle due piste laterali di servizio. Gli imbocchi della struttura sono costituiti da due testate con muri d'ala a sbalzo.

Nel seguito del presente documento, verranno riportati i calcoli di dimensionamento e verifica della struttura scatolare e dei muri di imbocco.

I carichi agenti sono stati valutati in accordo con quanto previsto dalla vigente normativa; in particolare le azioni sono quelle tipiche di una struttura interrata. Sono stati considerati inoltre i carichi indotti dal traffico autostradale e si è tenuto conto degli effetti sul calcestruzzo delle azioni termiche.

Le azioni considerate nel calcolo sono quelle tipiche di una struttura interrata con le aggiunte delle azioni di tipo stradale, con applicazione della Normativa sui ponti ferroviari D. M. Min. II. TT. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni.

L'opera ricade in zona sismica, pertanto, saranno applicate le azioni di rito previste dalla norma, così come riportato nei capitoli successivi.

## 2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

---

[1] Elenco delle normative di riferimento	PD_0_000_00000_0_GE_KT_01
[2] Tabella materiali e classi di esposizione calcestruzzo	PD_0_000_00000_0_GE_TB_01
[3] Relazione Geotecnica Tombino Scatolare Scolo Scorsuro	PD_0_A48_ATS48_0_GT_RB_01
[4] Vita utile e classi d'uso delle opere	PD_0_000_00000_0_GE_KT_02

### 3. DURABILITÀ E PRESCRIZIONI SUI MATERIALI

Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo armato ordinario, esposte all'azione dell'ambiente, si devono adottare i provvedimenti atti a limitare gli effetti di degrado indotti dall'attacco chimico, fisico e derivante dalla corrosione delle armature e dai cicli di gelo e disgelo.

Al fine di ottenere la prestazione richiesta in funzione delle condizioni ambientali, nonché per la definizione della relativa classe, si fa riferimento alle indicazioni contenute nelle Linee Guida sul calcestruzzo strutturale edite dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ovvero alle norme UNI EN 206-1:2006 ed UNI 11104:2004.

Ai fini di preservare le armature dai fenomeni di aggressione ambientale, dovrà essere previsto un idoneo copriferro; il suo valore, misurato tra la parete interna del cassero e la generatrice dell'armatura metallica più vicina, individua il cosiddetto "copriferro nominale".

Il copriferro nominale  $c_{nom}$  è somma di due contributi, il copriferro minimo  $c_{min}$  e la tolleranza di posizionamento  $h$ . Vale pertanto:  $c_{nom} = c_{min} + h$ .

La tolleranza di posizionamento delle armature "h", per le strutture gettate in opera, può essere assunta pari a 5 mm, nell'ipotesi in cui sia previsto controllo di qualità con misura dei copriferri.

In accordo con le specifiche dei materiali da utilizzarsi per l'opera in oggetto, si utilizzano i seguenti tipi di calcestruzzo e copri ferri minimi. Il copriferro è valutato in accordo a quanto prescritto nella Norma UNI EN 1992-1-1, mentre la classe di resistenza minima è definita in accordo al Prospetto 4 della Norma UNI 11104:2004.

In base a quanto definito nella tabella al riferimento [2] e in accordo con quanto previsto nelle tabelle 4.2.III e 4.1.IV del D.M. 14 Gennaio 2008 si definiscono le condizioni ambientali ed i relativi limiti di apertura delle fessure accettabili per ciascun elemento strutturale.

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

**TABELLA 3.1 – DESCRIZIONE DELLE CONDIZIONI AMBIENTALI (TABELLA 4.2.III NTC 2008)**

Nella tabella 4.1.IV del D.M. 14 Gennaio 2008, riportata di seguito per comodità, sono indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento alle condizioni ambientale e al tipo di armatura. Nel caso specifico si evidenziano i limiti di apertura delle fessure da utilizzare per le verifiche agli stati limite di esercizio.

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	$w_d$	Stato limite	$w_d$
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

**TABELLA 3.2 - CRITERI DI SCELTA DELLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE (TABELLA 4.1.IV NTC 2008)**

## 4. INCIDENZE

Si forniscono qui di seguito le incidenze di armatura relative ai seguenti elementi costituenti l'Opera.

Cod Wbs	Descrizione Opera	Parte d'opera	Incidenza kg/mc		
			Fondazione	Elevazione	Soletta
A48ATS48	TOMBINO SCATOLARE SCOLO SCORSURO	SCATOLARE	105	105	105
		CANALE AD U	70	70	

## 5. CRITERI DI CALCOLO

In ottemperanza con la normativa vigente, i calcoli sono condotti con il metodo semiprobabilistico agli stati limite.

### 5.1. CALCOLO DELLE SPINTE SUI PARAMENTI VERTICALI

In generale occorre considerare, di volta in volta, le spinte più appropriate a seconda della deformabilità della parete.

Nel caso di muri per i quali si possano accettare significative deformazioni, è possibile assumere, sia in condizioni statiche sia in condizioni sismiche, un regime di spinte attive. Altrimenti è in genere necessario assumere condizioni di spinta a riposo.

In presenza di sisma, è consentito l'approccio pseudo-statico, secondo il quale il complesso muro + terreno mobilitato è pensato soggetto ad un'accelerazione sismica uniforme avente le seguenti componenti

$$\text{Orizzontale} = k_h g \qquad \text{Verticale} = k_v g = \pm 0.5 k_h g$$

Come nel caso statico, anche in condizioni sismiche è necessario distinguere tra:

- muri indeformabili;
- muri deformabili;
- muri molto deformabili;

Nella prima classe di muri (**muri indeformabili**) possono essere inclusi i manufatti aventi pareti adeguatamente contrastate, quali, ad esempio, gli scatolari. In questo caso è opportuno adottare spinte sismiche secondo la teoria di Wood (1973), come meglio indicato nel §5.1.4, assumendo

$$(\text{SLV}) k_h = a_{\max}/g$$

Nella categoria dei **muri deformabili** si possono includere le pareti sufficientemente deformabili grazie alla loro snellezza ma tuttavia sostanzialmente vincolate, in qualche modo, ad altre strutture, come ad esempio le pareti di manufatti a U. In questo caso potranno essere considerate spinte comprese tra valori a riposo e attive, in ragione della deformabilità. Queste ultime (sismiche attive) saranno valutate assumendo

(SLV)  $k_h = \beta_m \cdot a_{max}/g$  , con  $\beta_m=1$

Nella categoria dei **muri molto deformabili** per i quali possono essere ipotizzati significativi spostamenti relativi tra muro e terreno, si possono includere, ad esempio, i muri di sostegno fondati su fondazioni dirette. In questo caso si assumeranno certamente spinte attive, da valutarsi, introducendo nel caso sismico un coefficiente  $\beta_m$  in accordo con la Tabella 7.11.II di NTC2008.

(SLV)  $k_h = \beta_m \cdot a_{max}/g$  ( $\beta_m$  da Tab 7.11.II)

in questo caso  $\beta_m = 0.31$ ,

Seguono ora criteri generali di valutazione delle spinte, applicabili a geometrie ordinarie.

### **5.1.1. Spinte attive in condizioni statiche**

Ad una generica profondità  $z$ , nel caso di terreno puramente granulare, lo sforzo orizzontale totale  $\sigma_A(z)$  sulla parete è dato da:

$$\sigma_A(z) = K_A \cdot [\sigma_v(z) - u(z)] + u(z) \quad (5-1)$$

In cui

$\sigma_v(z)$  = sforzo verticale totale alla generica profondità, ossia il peso della colonna di terreno e di acqua soprastante la quota  $z$ .

$u(z)$  = pressione dell'acqua alla generica profondità

Il coefficiente di spinta attiva  $K_A$  può, in genere, essere assunto pari a

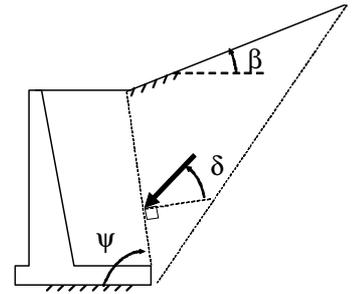
$$K_A = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) \quad (5-2)$$

È possibile, tuttavia, mettere in conto l'angolo d'attrito  $\delta$  tra terra e muro, assumendo quindi che la spinta sia inclinata, rispetto alla normale alla superficie di contatto tra muro e terreno, di un angolo  $\delta$ .

In questo caso il coefficiente di spinta attiva può essere valutato con le note formule derivate dalla teoria di Coulomb e sviluppate da Muller-Breslau.

CONDIZIONI DI SPINTA ATTIVA – Teoria di Coulomb

$$K_A = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi)}{\text{sen}^2 \psi \text{sen}(\psi - \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen}(\phi - \beta)}{\text{sen}(\psi - \delta) \text{sen}(\psi + \beta)}} \right]^2} \quad (5-3)$$



Operando nell'ambito del metodo agli stati limite, nelle formule precedenti, va introdotto l'angolo d'attrito di calcolo, cioè  $\tan(\phi_d) = \tan(\phi_k) / \gamma_\phi$  se si opera nell'ambito di una combinazione GEO (ad esempio A2+M2+R2).

### 5.1.2. Spinte a riposo in condizioni statiche

Ad una generica profondità  $z$ , nel caso di terreno puramente granulare, lo sforzo orizzontale totale  $\sigma_0(z)$  sulla parete è dato da:

$$\sigma_0(z) = K_0 \cdot [\sigma_v(z) - u(z)] + u(z) \quad (5-4)$$

In cui, nel caso di piano campagna orizzontale, il coefficiente di spinta a riposo  $K_0$  se non diversamente definito, può essere assunto pari a

$$K_0 = (1 - \sin(\phi)) \cdot \sqrt{\text{OCR}} \quad (5-5)$$

Con  $\text{OCR} = \text{GSC} = \text{grado di sovraconsolidazione}$ .

### 5.1.3. Spinte attive in condizioni sismiche

Nell'ambito dell'approccio pseudo-statico, il complesso muro + terreno mobilitato è pensato soggetto ad un'accelerazione sismica uniforme avente le seguenti componenti

Orizzontale =  $k_h \cdot g$                       Verticale =  $k_v \cdot g$

La spinta totale attiva su un paramento di altezza pari ad H è data da:

$$E_d = \frac{1}{2} \gamma^* (1 \pm k_v) K_{A,E} H^2 + E_{ws} + E_{wd} \quad (5-6)$$

Il primo termine è la spinta attiva dovuta allo scheletro solido, il secondo termine  $E_{ws}$  è la risultante delle pressioni idrostatiche ed il terzo  $E_{wd}$  è la risultante delle sovrappressioni interstiziali.

I coefficienti di spinta attiva sono dati dalle seguenti espressioni (Mononobe & Okabe, nel seguito M-O):

CONDIZIONI DI SPINTA ATTIVA – Teoria di M-O

$$\beta \leq \phi - \theta: K_{A,E} = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \text{sen}^2 \psi \text{sen}(\psi - \theta - \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen}(\phi - \beta - \theta)}{\text{sen}(\psi - \theta - \delta) \text{sen}(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

$$\beta > \phi - \theta: K_{A,E} = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \text{sen}^2 \psi \text{sen}(\psi - \theta - \delta)}$$

(5-7)

Operando nell'ambito del metodo agli stati limite, nelle formule precedenti, va introdotto l'angolo d'attrito di calcolo, cioè  $\tan(\phi_d) = \tan(\phi_k) / \gamma_\phi$  se si opera nell'ambito di una combinazione GEO (ad esempio A2+M2+R2).

A seconda della definizione del peso specifico  $\gamma^*$  del cuneo e dell'angolo  $\theta$  definito come l'angolo, rispetto alla verticale, fra le azioni esterne orizzontali e quelle verticali agenti sul cuneo di spinta di volume V, l'espressione generale può essere utilizzata per tre diverse condizioni nelle quali può trovarsi il rilevato.

### 5.1.3.1 Rilevato asciutto

Non c'è alcuna azione dovuta all'acqua: corrisponde alla configurazione originale ipotizzata da M-O. Come peso specifico  $\gamma^*$  si deve assumere il peso secco  $\gamma_d$ ; la forza orizzontale  $F_h$  è pari alla massa del terreno moltiplicata per l'accelerazione orizzontale mentre la forza verticale  $F_v$  è il peso del cuneo incrementato o decrementato dall'accelerazione sismica verticale; quindi:

$$\gamma^* = \gamma_d$$

$$\tan \theta = \frac{k_h}{1 \pm k_v}$$

$$E_{ws} = E_{wd} = 0$$

### 5.1.3.2 Rilevato saturo a grana fine (dinamicamente impervio: $k < 5 \cdot 10^{-4}$ m/s)

In sostanza si assume che l'acqua, imprigionata negli interstizi, si muova insieme con il terreno: l'accelerazione sismica agirà quindi sulla massa complessiva (terreno+acqua) del cuneo, pari a  $V \cdot \gamma_{sat}$ . Si ammette che le pressioni interstiziali non subiscano variazioni ai fini del calcolo delle azioni sulla parete. In questo caso l'equilibrio limite del cuneo è fatto al netto della risultante delle azioni idrostatiche e quindi, nelle formule generali, si assumerà:

$$\gamma^* = \gamma'$$

$$\tan \theta = \frac{\gamma_{sat}}{\gamma'} \frac{k_h}{1 \pm k_v}$$

Alla spinta efficace dovrà essere aggiunta la spinta idrostatica dell'acqua, mentre, per ipotesi, la componente idrodinamica non può svilupparsi. Quindi:

$$E_{ws} = \frac{1}{2} \gamma_w H^2$$

$$E_{wd} = 0$$

### 5.1.3.3 Rilevato saturo a grana grossa (dinamicamente permeabile: $k \geq 5 \cdot 10^{-4}$ m/s)

Si ammette che l'acqua negli interstizi possa muoversi liberamente, indipendentemente dalle deformazioni subite dal terreno: l'accelerazione sismica agirà quindi sulla massa della sola parte solida del cuneo, pari a  $V \cdot \gamma_d$ . L'equilibrio limite del cuneo è fatto al netto della risultante delle pressioni interstiziali e quindi, nelle formule generali, si assumerà:

$$\gamma^* = \gamma'$$

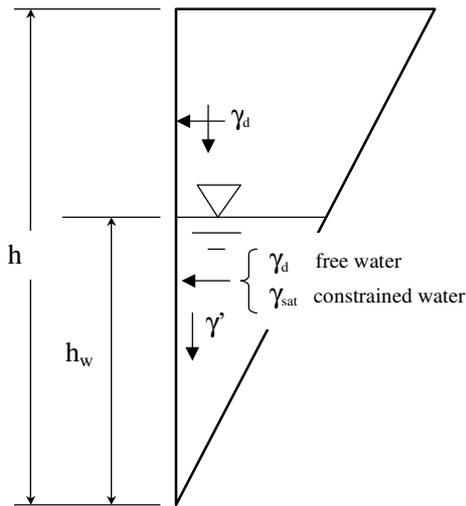
$$\tan \theta = \frac{\gamma'_d}{\gamma'} \frac{k_h}{1 \pm k_v}$$

In questo caso dovranno essere aggiunte sia la spinta idrostatica sia la sovraspinta idrodinamica della stessa acqua di falda.

$$E_{ws} = \frac{1}{2} \gamma_w H^2$$

$$E_{wd} = \frac{7}{12} k_h \gamma_w H'^2 \quad \text{con } H' = \text{altezza della freatica dal piede del muro.}$$

5.1.3.4 Rilevato parzialmente immerso



**FIGURA 5-1: TERRAPIENO PARZIALMENTE IMMERSO.**

Ebeling e Morrison (1992) indicano il modo per utilizzare, anche in questo caso, le equazioni di M-O: sostanzialmente questo caso può essere assimilato a quello di un terrapieno completamente immerso omogeneo, avente un peso specifico equivalente. Per calcolare la risultante delle spinte, si potrà operare come segue. Si definiscono i pesi specifici medi da associare rispettivamente alla componente efficace verticale ed alla componente laterale

$$\gamma_v^* = \left(\frac{h_w}{h}\right)^2 \cdot \gamma' + \left[1 - \left(\frac{h_w}{h}\right)^2\right] \cdot \gamma_d$$

$$\gamma_H^* = \begin{cases} \gamma_d & \text{se terreno din. permeabile} \\ \left(\frac{h_w}{h}\right)^2 \cdot \gamma_{sat} + \left[1 - \left(\frac{h_w}{h}\right)^2\right] \cdot \gamma_d & \text{se terreno din. impervio} \end{cases}$$

Definendo

$$\tan \theta = \frac{\gamma_H^*}{\gamma_v^*} \frac{k_h}{1 - k_v}$$

si applicherà poi la (5-6) calcolando i coefficienti di spinta tramite le (5-7) e ponendo  $\gamma^* = \gamma_v^*$ .

5.1.3.5 Punto di applicazione delle spinte attive sismiche

Considerato che la spinta attiva complessiva è in generale composta da tre termini, occorre calcolare il punto di applicazione di ognuno di essi

1. **Componente associata allo scheletro solido:** è possibile operare come segue

a) si calcola la spinta attiva in condizioni statiche ( $S_{A,S}$ )

b) si calcola la quota parte efficace di spinta sismica  $E_d$  dovuta alla terra:

$$S_{A,E} = \frac{1}{2} \gamma^* (1 \pm k_v) K_{A,E} H^2$$

Nel caso di terreno eterogeneo, la spinta attiva è calcolata considerando la variabilità di  $K_{A,sismico}$ . Nel caso di terreno omogeneo ma parzialmente in falda, si suggerisce di adottare l'approccio sopra indicato, piuttosto che introdurre diversi valori dei coefficienti di spinta.

c) si calcola l'incremento di spinta dovuto alla terra in caso di sisma (componente efficace):

$$\Delta S_A = S_{A,E} - S_{A,S}$$

d) Nel caso di muri che possano ruotare alla base, si può considerare che tale incremento abbia una risultante nello stesso punto della risultante delle spinte statiche

e) Negli altri casi si può assumere che tale azione si distribuisca uniformemente sulla parete, il che equivale ad applicare un carico uniformemente distribuito pari a:

$$q = \Delta S_A / H$$

2. **Componente idrostatica:** è applicata come nel caso statico

3. **Componente idrodinamica ( $E_{wd}$ ):** se esiste, è applicata considerando la seguente distribuzione di pressioni:

$$q_{wd}(z) = \pm \frac{7}{8} k_h \gamma_w \sqrt{H \cdot z} \quad \text{con } z \text{ quota del generico punto rispetto la base della parete.}$$

#### 5.1.4. Sovrappinte sismiche su muri non in grado di spostarsi

In questo caso l'utilizzo delle equazioni di M-O non è raccomandato. Le spinte delle terre, sono calcolate in regime di spinta a riposo che comporta il calcolo delle spinte sismiche in tali condizioni; l'incremento dinamico di spinta del terreno può essere quindi calcolato attraverso la nota formulazione di Wood (1973) come:

$$\Delta P_d = S \cdot a_g / g \cdot \gamma \cdot h_{tot}^2 = a_{max} / g \cdot \gamma \cdot h_{tot}^2$$

Con  $h_{tot}$  = altezza del muro.

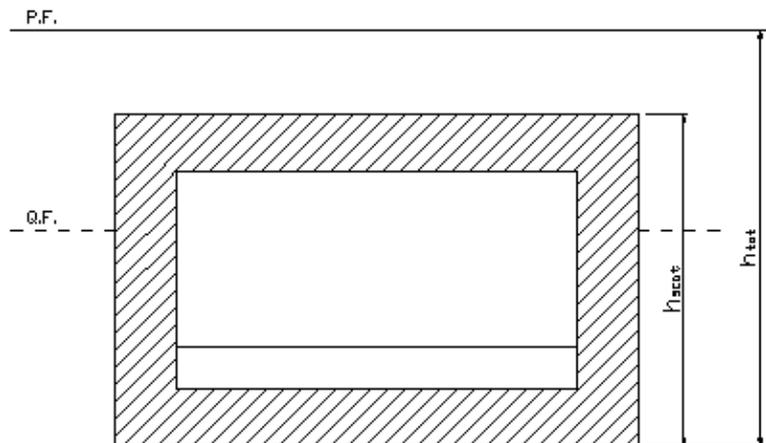
Questa spinta è applicata come una distribuzione uniforme lungo l'altezza  $h_{tot}$ .

Nel caso di scatolare, si assumerà  $\gamma = 19.5 \text{ kN/m}^3$  = peso di volume del materiale compattato del rilevato.

Il punto di applicazione della spinta che interessa lo scatolare è posto  $h_{scat}/2$ , con “ $h_{tot}$ ” altezza dalla fondazione dello scatolare al piano stradale e  $h_{scat}$  l'altezza dello scatolare.

Essendo “ $\Delta P_d$ ” la risultante globale, ed il diagramma di spinta di tipo rettangolare, è immediato ricavare la quota parte della spinta che agisce sul piedritto dello scatolare.

L'azione sismica è rappresentata da un insieme di forze statiche orizzontali e verticali, date dal prodotto delle forze di gravità per i coefficienti sismici in precedenza definiti, di cui la componente verticale è considerata agente verso l'alto o verso il basso, in modo da produrre gli effetti più sfavorevoli.



**FIGURA 5-2 ALTEZZE DI RIFERIMENTO PER IL CALCOLO DELL'AZIONE SISMICA**

## 5.2. CRITERI E DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA

---

L'effetto dell'azione sismica di progetto sull'opera nel suo complesso, includendo il volume significativo di terreno, la struttura di fondazione, gli elementi strutturali e non strutturali, nonché gli impianti, deve rispettare gli stati limite ultimi e di esercizio definiti al § 3.2.1, i cui requisiti di sicurezza sono indicati nel § 7.1 della norma.

Il rispetto degli stati limite si considera conseguito quando:

- nei confronti degli stati limite di esercizio siano rispettate le verifiche relative al solo Stato Limite di Danno;
- nei confronti degli stati limite ultimi siano rispettate le indicazioni progettuali e costruttive riportate nel § 7 e siano soddisfatte le verifiche relative al solo Stato Limite di salvaguardia della Vita.

Per Stato Limite di Danno (SLD) s'intende che l'opera, nel suo complesso, a seguito del terremoto, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non provocare rischi agli utenti e non compromette significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali e orizzontali. Lo stato limite di esercizio comporta la verifica delle tensioni di lavoro, in conformità al § 4.1.2.2.5 (NT).

Per Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) si intende che l'opera a seguito del terremoto subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali e impiantistici e significativi danni di componenti strutturali, cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali (creazione di cerniere plastiche secondo il criterio della gerarchia delle resistenze), mantenendo ancora un margine di sicurezza (resistenza e rigidità) nei confronti delle azioni verticali.

Gli stati limite, sia di esercizio sia ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni che l'opera a realizzarsi deve assolvere durante un evento sismico; per la funzione che l'opera deve espletare nella sua vita utile, è significativo calcolare lo Stato Limite di Danno (SLD) per l'esercizio e lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) per lo stato limite ultimo.

In merito alle opere scatolari di cui trattasi, nel rispetto del punto § 7.9.2., assimilando l'opera alla categoria delle spalle da ponte, rientrando tra le opere che si muovono con il terreno (§ 7.9.2.1), si può ritenere che la struttura debba mantenere sotto l'azione sismica un comportamento elastico; queste categorie di opere che si muovono con il terreno non subiscono le amplificazioni dell'accelerazione del suolo.

Le azioni sismiche sono valutate in relazione al periodo di riferimento della struttura, che si ricava moltiplicandone la vita nominale  $V_N$  per il coefficiente d'uso  $C_U$

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Il valore del coefficiente d'uso  $C_U$  è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato nella tabella seguente:

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE $C_U$	0,7	1,0	1,5	2,0

**TABELLA 5.1 VALORI DEL COEFFICIENTE D'USO  $C_U$**

Il valore di probabilità di superamento del periodo di riferimento  $P_{VR}$ , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente, è:

$$P_{VR}(SLV) = 10\%$$

Il **periodo di ritorno** dell'azione sismica  $T_R$  espresso in anni vale:

$$T_R(SLV) = - \frac{V_r}{\ln(1 - P_{vr})}$$

ASSE AUTOSTRADALE					
OPERA	Vita Nominale [anni]	Classe d'uso	Coefficiente d'uso	Periodo di Riferimento [anni]	Periodo di ritorno di SLV [anni]
Rilevati	100	IV	2	200	1898
Viadotti	100	IV	2	200	1898
Sovrappassi di svincolo	100	IV	2	200	1898
Ponti	100	IV	2	200	1898
Gallerie e trincee confinate	100	IV	2	200	1898
Sovrappassi	100	IV	2	200	1898
Sottovia					
Manufatto scatolare per sottovia la cui proiezione cade sull'asse autostradale	100	IV	2	200	1898

Muri ad U per sottovia statali	50	IV	2	100	949
Muri ad U per sottovia ex statali e provinciali	50	III	1.5	75	712
Muri ad U per sottovia comunali e poderali	50	II	1	50	475
Edifici di stazione e caserma di polizia	50	IV	2	100	949
Caselli autostradali	50	IV	2	100	949
Opere minori: attraversamenti idraulici	100	IV	2	200	1898
Opere minori: muri di sostegno per rilevato autostradale (sottoscarpa)	100	IV	2	200	1898
Opere minori: muri di sostegno per trincea autostradale (controripa)	100	IV	2	200	1898
Opere provvisionali (1)	10	II	1	10	95
<b>VIABILITA' DI ADDUZIONE E DI COLLEGAMENTO (tipologia C1 e C2)</b>					
<b>OPERA</b>	<i>Vita Nominale [anni]</i>	<i>Classe d'uso</i>	<i>Coefficiente d'uso</i>	<i>Periodo di Riferimento [anni]</i>	<i>Periodo di ritorno SLV [anni]</i>
<i>Opere provvisionali (1)</i>	10	II	1	10	
<b>Riqualificazione della S.P. 72 "Parma-Mezzani (1PR) - Tipologia F2</b>					
<i>Rilevati</i>	50	III	1.5	75	712
<i>Opere minori: attraversamenti idraulici</i>	50	III	1.5	75	712
<b>Variante alla S.P. n 41 in corrispondenza del tracciato Cispadano – tratto tra S.P. n 60 e Brescello (1RE) – tipologia C1</b>					
<i>Rilevati</i>	50	III	1.5	75	712
<i>Ponti</i>	50	III	1.5	75	712

<i>Viadotti</i>	50	III	1.5	75	712
<i>Sottovia</i>	50	III	1.5	75	712
<i>Opere minori: attraversamenti idraulici</i>	50	III	1.5	75	712
<b><i>Cispadana tra la S.P. n 2 "Reggiolo-Gonzaga" e la ex S.S. n 62 "della Cisa" (2RE) – tipologia C1</i></b>					
<i>Rilevati</i>	50	III	1.5	75	712
<i>Ponti</i>	50	III	1.5	75	712
<i>Opere minori: attraversamenti idraulici</i>	50	III	1.5	75	712
<b><i>Raccordo Bondeno-Cento-Autostrada Cispadana (1FE)</i></b>					
<i>Rilevati tipologia C2</i>	50	III	1.5	75	712
<i>Rilevati tipologia F2</i>	50	III	1.5	75	712
<i>Ponti</i>	50	III	1.5	75	712
<i>Opere minori: attraversamenti idraulici</i>	50	III	1.5	75	712

(1) Le verifiche sismiche di opere provvisorie o strutture in fase costruttiva possono omettersi quando le relative durate previste in progetto siano inferiori a 2 anni. ( Rif. NTC 2008 par. 2.4.1)

**TABELLA 5.2 PERIODO DI RITORNO PER L'AZIONE SISMICA**

Dato il valore del periodo di ritorno suddetto, tramite le tabelle riportate nell'Allegato B della norma o tramite la mappatura messa a disposizione in rete dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV), è possibile definire i valori di  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T^*_c$ .

$a_g$  → accelerazione massima al sito;

$F_0$  → valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

$T^*_c$  → periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

$S$  → coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica ( $S_s$ ) e dell'amplificazione topografica ( $S_t$ ).

Il calcolo dell'opera in oggetto viene eseguito cautelativamente considerando i parametri relativi alla massima azione sismica individuata lungo lo sviluppo del tracciato autostradale. Tali valori sono di seguito riassunti.

Periodo di ritorno SLV [anni]	ag/g	F0	Tc* (s)	Categoria sottosuolo	Ss	amax/g
1898	0.263	2.465	0.288	D	1.427	0.375

Il calcolo viene eseguito con il metodo pseudostatico (§ 7.11.6 NT). In queste condizioni l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

### 5.3. COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico, utilizzate per condurre le verifiche agli stati limite ultimi e agli stati limite di esercizio, sono state originate in ottemperanza con quanto prescritto dalla vigente normativa.

#### 5.3.1. Combinazioni per la verifica allo SLU

Gli stati limite ultimi delle opere interrato si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso, determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno, e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono l'opera.

Le verifiche agli stati limite ultimi sono eseguiti in riferimento ai seguenti stati limite:

-SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio di corpo rigido (EQU)

collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;

-SLU di tipo strutturale (STR)

raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

Trattandosi di opere interrato, le verifiche saranno condotte secondo l'approccio progettuale "Approccio 1", utilizzando i coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 5.1.V per i parametri geotecnici e le azioni.

combinazione 1 → (A1+M1+R1) ⇒ STR (verifiche degli elementi strutturali)

combinazione 2 → (A2+M2+R2) ⇒ GEO (carico limite)

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFF. PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_M$	M <sub>1</sub>	M <sub>2</sub>
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1	1,25
Resistenza non drenata	$c'_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_{\gamma}$	1	1

**TABELLA 5.3 - COEFFICIENTI PARZIALI PER I PARAMETRI DEL TERRENO (TABELLA 6.2.II NTC 2008)**

VERIFICA	COEFF. PARZIALE (R1)	COEFF. PARZIALE (R2)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_{R=1}$	$\gamma_{R=1}$
Scorrimento	$\gamma_{R=1}$	$\gamma_{R=1}$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_{R=1}$	$\gamma_{R=1}$

**TABELLA 5.4- COEFFICIENTI PARZIALI  $\gamma_R$  PER LA RESISTENZA DEL SISTEMA**

Ai fini delle verifiche degli stati limite ultimi si definiscono le seguenti combinazioni:

$$\text{STR}) \Rightarrow \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{0i} \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi'_d = \Phi'_k)$$

$$\text{GEO)} \Rightarrow \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{0i} \sum \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \tan^{-1}(\tan \Phi_k' / \gamma_\Phi))$$

I valori dei coefficienti parziali delle azioni sono dedotti dalla tabella 5.1.V del D.M. 14 Gennaio 2008

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

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

<sup>(1)</sup> Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.  
<sup>(2)</sup> 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.  
<sup>(3)</sup> 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna  
<sup>(4)</sup> 1,20 per effetti locali

### 5.3.2. Combinazioni per la verifica allo SLE

Ai fini delle verifiche degli stati limite di esercizio (fessurazione/ stato tensionale) si definiscono le seguenti combinazioni:

$$\text{Frequente)} \Rightarrow G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$$

$$\text{Quasi permanente)} \Rightarrow G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$$

$$\text{Rara)} \Rightarrow G_1 + G_2 + Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$$

I valori dei coefficienti di combinazione sono dedotti dalla tabella 5.1.Vi del D.M. 14 Gennaio 2008.

**Tabella 5.1.VI - Coefficienti  $\psi$  per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali**

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente $\Psi_0$ di combinazione	Coefficiente $\Psi_1$ (valori frequenti)	Coefficiente $\Psi_2$ (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	----	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento $q_5$	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
Neve $q_5$	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	$T_k$	0,6	0,6	0,5

### 5.3.3. Combinazioni per la condizione sismica

Per la condizione sismica, le combinazioni per gli stati limite ultimi da prendere in considerazione sono le seguenti (approccio 1):

$$\text{STR}) \Rightarrow E + G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$$

$$\text{GEO}) \Rightarrow E + G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\text{spinte } \Phi_d' = \tan^{-1}(\tan \Phi_k' / \gamma_{\phi}))$$

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

$$G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

## 6. PARAMETRI GEOTECNICI

---

Per il calcolo della spinta esercitata dalle terre sui piedritti delle strutture, in accordo con quanto riportato nella Relazione Geotecnica di cui al rif. [3], si considera il seguente materiale da rilevato:

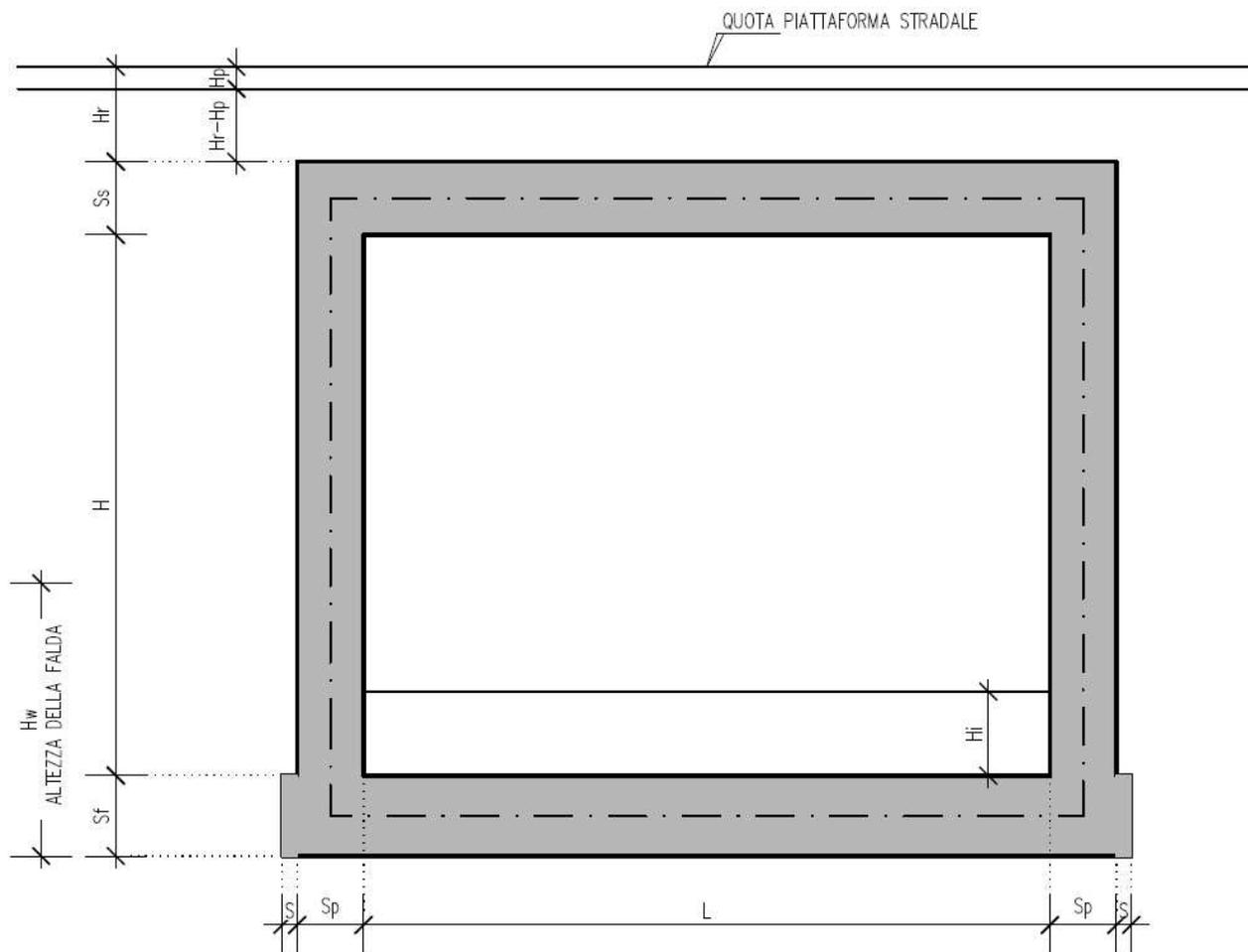
- angolo di attrito interno del terreno  $\phi = 38.0^\circ$
- coefficiente di spinta a riposo  $k_0 = 0.384$  (stato limite STR)
- coefficiente di spinta attiva  $k_a = 0.238$  (stato limite STR)
- coefficiente di spinta a riposo, combinazione M2  $k_{0,M2} = 0.470$  (stato limite GEO)
- coefficiente di spinta attiva, combinazione M2  $k_{a,M2} = 0.307$  (stato limite GEO)
- peso specifico del terreno saturo d'acqua  $\gamma_{\text{sat}} = 19.50$  [kN/m<sup>3</sup>]
- coefficiente di sottofondazione  $k_s = 5000$  [kN/m<sup>3</sup>]

Si assume inoltre, ai fini del calcolo dei carichi permanenti, un peso specifico per la piattaforma stradale pari a  $\gamma_{\text{pav}} = 22.00$  kN/m<sup>3</sup>.

## 7. TOMBINO 8.00X4.00

### 7.1. GEOMETRIA DELLA STRUTTURA

Si riportano di seguito le dimensioni geometriche della struttura:





Dimensioni geometriche (sezione in retto):

L	=	8,00	m
H	=	4,00	m
Hr	=	0.50	m
Hp	=	0,50	m
Sp	=	0,75	m
Ss	=	0,75	m
S	=	0,20	m
Sf	=	0,85	m
Hi	=	0,00	m
Falda		no	

## **7.2. PROGRAMMI DI CALCOLO UTILIZZATI**

---

### **7.2.1. Pro Sap**

Il calcolo della struttura viene condotto con il programma PRO\_SAP (prodotto dalla 2S.I. Software e Servizi per l'Ingegneria S.r.l. P.ta Schiatti 8/b 44100 Ferrara)

Gli elementi utilizzati per la modellazione dello schema statico della struttura sono i seguenti:

- Elemento tipo BEAM (trave)
- Elemento tipo BOUNDARY (molla)
- Elemento tipo STIFFNESS (matrice di rigidità)

Il codice di calcolo adottato è ALGOR SUPERSAP prodotto dalla ALGOR INTERACTIVE SYSTEMS, Inc. Pittsburgh, PA, USA.

Il programma SUPERSAP applica il metodo degli elementi finiti a strutture di forma qualunque, diversamente caricate e vincolate, nell'ambito del comportamento lineare delle stesse.

Si sottolinea che il solutore ALGOR SUPERSAP è stato sottoposto, con esito positivo e relativa certificazione, ai test NAFEMS (test di confronto della National Agency for Finite Element Methods and Standards in Inghilterra).

Inoltre, il solutore ALGOR SUPERSAP è soggetto ad attività di controllo ai sensi della QA (quality assurance), condizione essenziale per l'utilizzo dei codici di calcolo nell'ambito della progettazione nucleare ed off-shore.

## **7.2.2. Modellazione adottata**

La struttura viene schematizzata attraverso un modello analitico agli elementi finiti. Si è assunto lo schema statico di telaio chiuso. La mesh è composta da 16 beam elements e da 16 nodi (figure 2a e 2b); l'output di calcolo viene raccolto nell'allegato.

L'analisi strutturale e' condotta con il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato tenso-deformativo indotto da carichi statici.

Il suolo viene modellato facendo ricorso all'usuale artificio delle molle elastiche alla Winkler.

Nel caso in esame il valore della costante di sottofondo si assume pari a:

$$K_s = 5000 \text{ kN/m}^3$$

Agli effetti delle caratteristiche geometriche delle varie aste si è quindi assunto:

- una sezione rettangolare  $b \times h = 100 \times S_s$  cm per la soletta superiore
- una sezione rettangolare  $b \times h = 100 \times S_f$  cm per la soletta di fondazione
- una sezione rettangolare  $b \times h = 100 \times S_p$  cm per i piedritti

Per le aste del reticolo si è assunto:

$$E_c = 32308 \text{ N/mm}^2 ; \text{ modulo elastico del calcestruzzo per classe di resistenza C28/35.}$$

Lo schema statico della struttura e la relativa numerazione dei nodi e delle aste sono riportati nelle figure seguenti:



Fig. 2a - Numerazione dei nodi

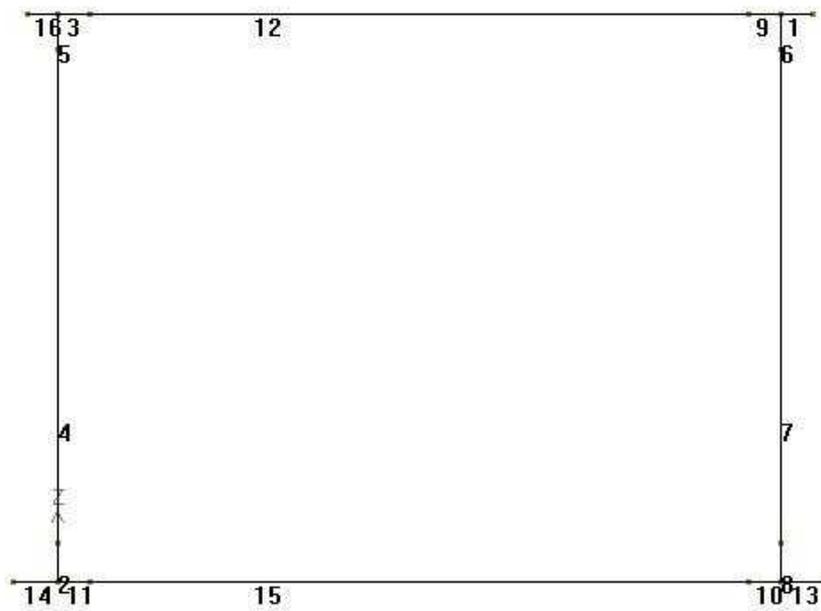


Fig. 2b - Numerazione delle aste

### 7.3. ANALISI DEI CARICHI

Nel seguente paragrafo si descrivono i carichi elementari da assumere per le verifiche di resistenza in esercizio ed in presenza dell'evento sismico.

Vengono prese in considerazione n°24 Condizioni Elementari di carico (CDC1÷ CDC 24), di seguito determinate.

Si considerano nel calcolo delle sollecitazioni agenti nel tombino i seguenti carichi. I dettagli relativi a ciascuna condizione di carico sono riportati nel paragrafo di analisi dei carichi.

CDC	Tipo	Sigla Id
1	Ggk	CDC=Ggk (peso proprio della struttura)
2	Gk	CDC=Gk (permanenti portati)
3	Gk	CDC=Gk (spinta a riposo piedritto sx)
4	Gk	CDC=Gk (spinta a riposo piedritto dx)
5	Gk	CDC=Gk (spinta attiva piedritto sx)
6	Gk	CDC=Gk (spinta attiva piedritto dx)
7	Qk	CDC=Qk (spinta idraulica interna)
8	Qk	CDC=Qk (Q1k centrato)
9	Qk	CDC=Qk (Q1k filo piedritto dx)
10	Qk	CDC=Qk (Q1k filo piedritto sx)
11	Qk	CDC=Qk (Accidentale 20kN/m2)
12	Qk	CDC=Qk (Accidentale su piedritto sx)
13	Qk	CDC=Qk (Accidentale su piedritto dx)
14	Qk	CDC=Qk (Accidentale 9kPa su piedritto sx)
15	Qk	CDC=Qk (Accidentale 9kPa su piedritto dx)
16	Qk	CDC=Qk (Accidentale 20kPa su piedritto sx)

CDC	Tipo	Sigla Id
17	Qk	CDC=Qk (Accidentale 20kPa su piedritto dx)
18	Qk	CDC=Qk (frenatura )
19	Qk	CDC=Qk (Sisma orizzontale)
20	Qk	CDC=Qk (Sisma verticale)
21	Qk	CDC=Qk (Spinta idrodinamica)
22	Qk	CDC=Qk (Variazione termica uniforme)
23	Qk	CDC=Qk (Variazione termica lineare su soletta e piedritti)
24	Qk	CDC=Qk (Ritiro differenziale soletta)

Tali Combinazioni Elementari saranno opportunamente combinate secondo quanto previsto dalla normativa vigente.

Per i materiali si assumono i seguenti pesi specifici:

- calcestruzzo armato:	25 kN/m <sup>3</sup>
- rilevato	19,5 kN/m <sup>3</sup>
- pavimentazione (spessore 0,39m)	22 kN/m <sup>3</sup>

### 7.3.1. Peso proprio e carichi permanenti portati

Soletta superiore

peso proprio	0,75	*	25,00	=	18,75	kN/m <sup>2</sup>
peso pavimentazione	0,50	*	22,00	=	11,00	kN/m <sup>2</sup>
peso sovrastruttura stradale	0,00	*	19,50	=	0,00	kN/m <sup>2</sup>

totale 29,75 kN/m<sup>2</sup>

Soletta inferiore

peso proprio 0,85 \* 25,00 = 21,25 kN/m<sup>2</sup>

peso sovrastruttura stradale 0,00 \* 22,00 = 0,00 kN/m<sup>2</sup>

totale 21,25 kN/m<sup>2</sup>

Piedritti

peso proprio 0,75 \* 25,00 = 18,75 kN/m<sup>2</sup>

Tali carichi vengono considerati nelle condizioni di carico elementari CDC 1-2, in particolare nella CDC1 sono presenti i pesi propri della struttura, nella condizione di carico CDC2 i carichi permanenti portati.

### 7.3.2. Spinta delle terre

Il reinterro a ridosso dello scatolare verrà realizzato tramite materiale di buone caratteristiche meccaniche, in accordo a quanto riportato al paragrafo 5 del presente documento.

La spinta del terreno assume un andamento lineare con la profondità secondo la legge:

$$p_h = \lambda \gamma_t z$$

dove si considera come coefficiente di spinta  $\lambda$  il coefficiente di spinta attiva o a riposo a seconda dell'elemento strutturale di cui si vogliono massimizzare le sollecitazioni

1) In presenza di falda esterna allo scatolare

Le pressioni del terreno relative alla spinta a riposo, in corrispondenza dei nodi caratteristici dei piedritti, risultano essere le seguenti:

$$p_2 = ( 22,00 * 0,50 + 19,50 * 0,38 ) * 0,384 = 7,04 \text{ kN/m}^2$$

$$p_{12} = p_2 + ( 19,50 * 0,38 ) * 0,384 = 9,85 \text{ kN/m}^2$$

$$p_w = p_{12} + ( 19,50 * 2,85 ) * 0,384 = \text{NO FALDA} \text{ kN/m}^2$$

$$p_{11} = p_w + ( 19,50 * 4,00 ) * 0,384 + ( 0,000 * 4,000 ) = 39,83 \quad \text{kN/m}^2$$

$$p_1 = p_{11} + ( 19,50 * 0,43 ) * 0,384 + ( 0,000 * 0,425 ) = 43,01 \quad \text{kN/m}^2$$

Tali spinte vengono considerate nella Condizione Elementare (CDC 3) sul piedritto sx e nella Condizione Elementare (CDC 4) sul piedritto dx.

Le pressioni del terreno relative alla spinta attiva, in corrispondenza dei nodi caratteristici dei piedritti, risultano essere le seguenti:

$$p_2 = ( 22,00 * 0,50 + 19,50 * 0,38 ) * 0,238 = 4,36 \quad \text{kN/m}^2$$

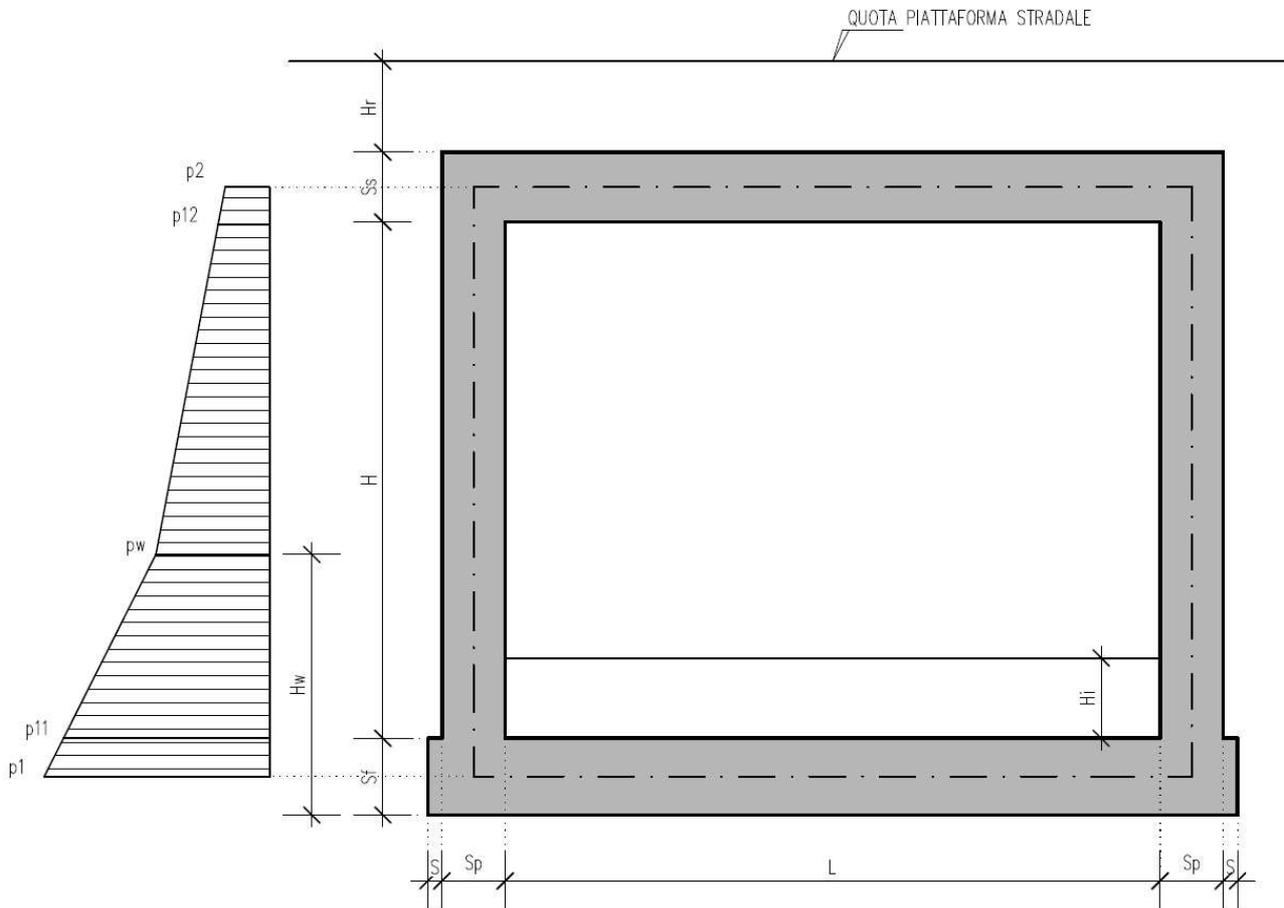
$$p_{12} = p_2 + ( 19,50 * 0,38 ) * 0,238 = 6,10 \quad \text{kN/m}^2$$

$$p_w = p_{12} + ( 19,50 * 2,85 ) * 0,238 = \text{NO FALDA} \quad \text{kN/m}^2$$

$$p_{11} = p_w + ( 19,50 * 4,00 ) * 0,238 + ( 0,000 * 4,000 ) = 24,65 \quad \text{kN/m}^2$$

$$p_1 = p_{11} + ( 19,50 * 0,43 ) * 0,238 + ( 0,000 * 0,425 ) = 26,62 \quad \text{kN/m}^2$$

Tali spinte vengono considerate nella Condizione Elementare (CDC 5) sul piedritto sx e nella Condizione Elementare (CDC 6) sul piedritto dx.



Nelle combinazioni di carico verranno considerate:

1. Spinta a riposo su entrambi i piedritti;
2. Spinta attiva su ambo i piedritti;
3. Spinta a riposo su piedritto sx e spinta attiva su piedritto dx;

La condizione di spinta 3) serve a mettere in conto possibili situazioni (anche temporanee) di disomogeneità nei costipamenti o altre condizioni che possano generare situazioni di spinte asimmetriche sull'opera. La condizione di spinta attiva, sebbene poco realistica considerando le caratteristiche dell'opera, viene comunque considerata a favore di sicurezza per massimizzare i valori delle sollecitazioni flessionali in corrispondenza delle mezzerie delle solette.

Naturalmente queste spinte saranno opportunamente combinate, utilizzando i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere nell'analisi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi.

### 7.3.3. Spinta della falda interna allo scatolare

Si considera il contributo della spinta dell'acqua interna al tombino scatolare. Il valore della spinta idrostatica ha il consueto andamento lineare con la profondità nei piedritti, assumendo valore massimo alla base pari a:

$$S_w = 40 \text{ kN/m}^2$$

(Condizione Elementare CDC 7)

### 7.3.4. Carichi veicolari sulla soletta superiore

I casi di carico CDC8, CDC9, CDC10 e CDC11 sono relativi agli effetti indotti sulla soletta superiore dai carichi veicolari agenti in corrispondenza della sovrastruttura stradale. I carichi di riferimento sono descritti nel paragrafo 5.1.3.3 del D.M. 14/01/2008.

In particolare lo *schema di carico 1* è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem e da carichi uniformemente distribuiti ; i carichi concentrati sono pari a:

$$Q_{1k} = 300 \text{ kN ad asse (300 + 300 = 600 kN) su corsia n.1 di larghezza convenzionale pari a 3 m ;}$$

$$Q_{2k} = 200 \text{ kN ad asse (200 + 200 = 400 kN) su corsia n.2 di larghezza convenzionale pari a 3 m ;}$$

$$Q_{3k} = 100 \text{ kN ad asse (100 + 100 = 200 kN) su corsia n.3 di larghezza convenzionale pari a 3 m ;}$$

Si ipotizza che tali carichi siano applicati su un'impronta rettangolare pari a 2.4 x 1.60 m (1.6 m sviluppo parallelo alla corsia di traffico, 2.4 m sviluppo perpendicolare), ovvero pari all'ingombro complessivo esterno del tandem. Per quanto riguarda i carichi uniformemente distribuiti (associati ai carichi tandem) si considera prudenzialmente il carico  $q_{1k} = 9 \text{ kN/m}^2$  applicato a tutte le colonne di carico (la norma prevede l'applicazione dalla seconda alla n-esima corsia di un carico ridotto da  $2.5 \text{ kN/m}^2$ ).

I carichi tandem vengono posizionati ortogonalmente all'asse del sottovia e vengono ripartiti sia in direzione longitudinale che trasversale dal piano stradale al piano medio della soletta superiore. Si assume che la diffusione avvenga con un angolo di  $30^\circ$  attraverso il rilevato stradale (in accordo al punto C5.1.3.3.7.1 della

circolare ministeriale del 02/02/2009) e con un angolo di 45° nella soletta superiore del tombino. L'effetto dei carichi tandem sulla soletta superiore viene pertanto messo in conto attraverso la determinazione di un carico equivalente distribuito  $q_{eq}$  a cui si somma il carico uniforme  $q_{1k} = 9 \text{ kN/m}^2$ .

Diffusione del carico tandem in direzione longitudinale (parallela all'asse stradale)

La larghezza di diffusione del carico tandem in direzione longitudinale è pari a:

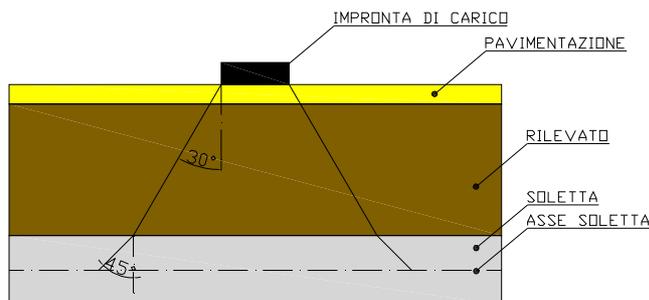
$$L_{dl} = 1.6 \text{ m} + 2x [\tan 30^\circ \times H_r + \tan 45^\circ \times S_s/2]$$

Nel caso in esame risulta:

$$L_{dl} = 1,60 + 2 \quad * \quad ( 0,50 * \tan 30^\circ + 0,38 ) = 2,93 \quad \text{m}$$

Diffusione del carico tandem in direzione trasversale (ortogonale all'asse stradale)

In direzione trasversale alla strada detta  $L_{dt}$  la larghezza di diffusione del carico trasversale dal piano stradale alla quota del piano medio della soletta superiore, assumendo che detta diffusione avvenga con angolo di diffusione di 30° attraverso il rilevato stradale e di 45° sino al piano medio della soletta superiore



risulta:

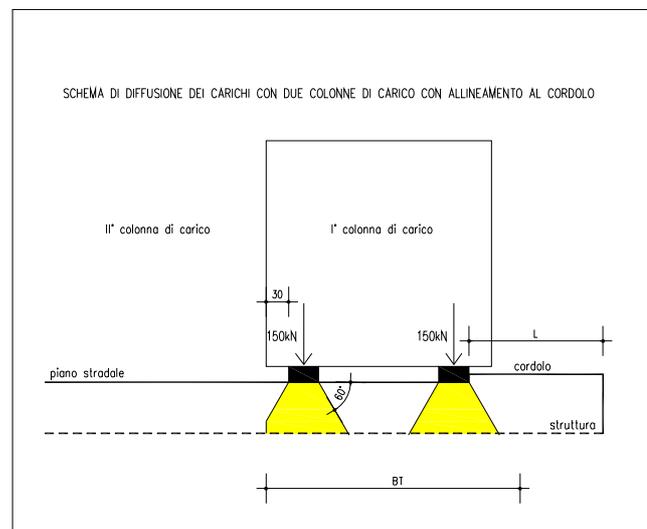
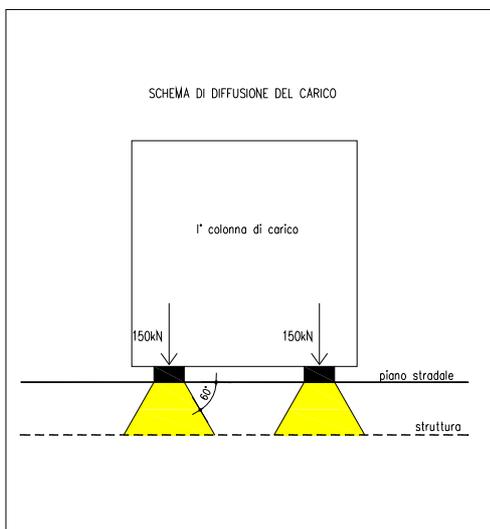
$$L_{dt} = 2,40 + 2 \quad * \quad ( 0,50 * \tan 30^\circ + 0,38 ) = 3,73 \quad \text{m}$$

Il valore di  $L_{dt}$  viene poi limitato in base alle seguenti circostanze:

presenza della seconda colonna di carico: il carico della 1° colonna, in corrispondenza dell'adiacenza alla 2° colonna, può essere diffuso al massimo fino a 0.30m all'esterno dell'impronta del carico;

posizionando il carico in adiacenza al cordolo, ne consegue che la massima diffusione lato cordolo è pari a:

$$L_d, \text{cordolo} = \tan 30^\circ \times H_r + \tan 45^\circ \times S_s/2$$



pertanto la larghezza di diffusione trasversale non può risultare superiore al valore di:

$$L_{dt,max} = 2,40 + 0,30 + ( 0,50 \times \tan 30^\circ + 0,38 ) = 3,36 \text{ m}$$

#### Calcolo del carico distribuito equivalente al tandem

Avendo definito  $L_{dl}$  e  $L_{dt}$  si può valutare l'intensità del carico  $q_{eq}$  equivalente all'effetto indotto dai carichi tandem sulla soletta superiore:

Considerando il carico tandem dovuto alla prima colonna di carico

$$q_{eq} = 2 \times Q1k / ( L_{dl} \times L_{dt,max} ) = 60.93 \text{ kN/m}$$

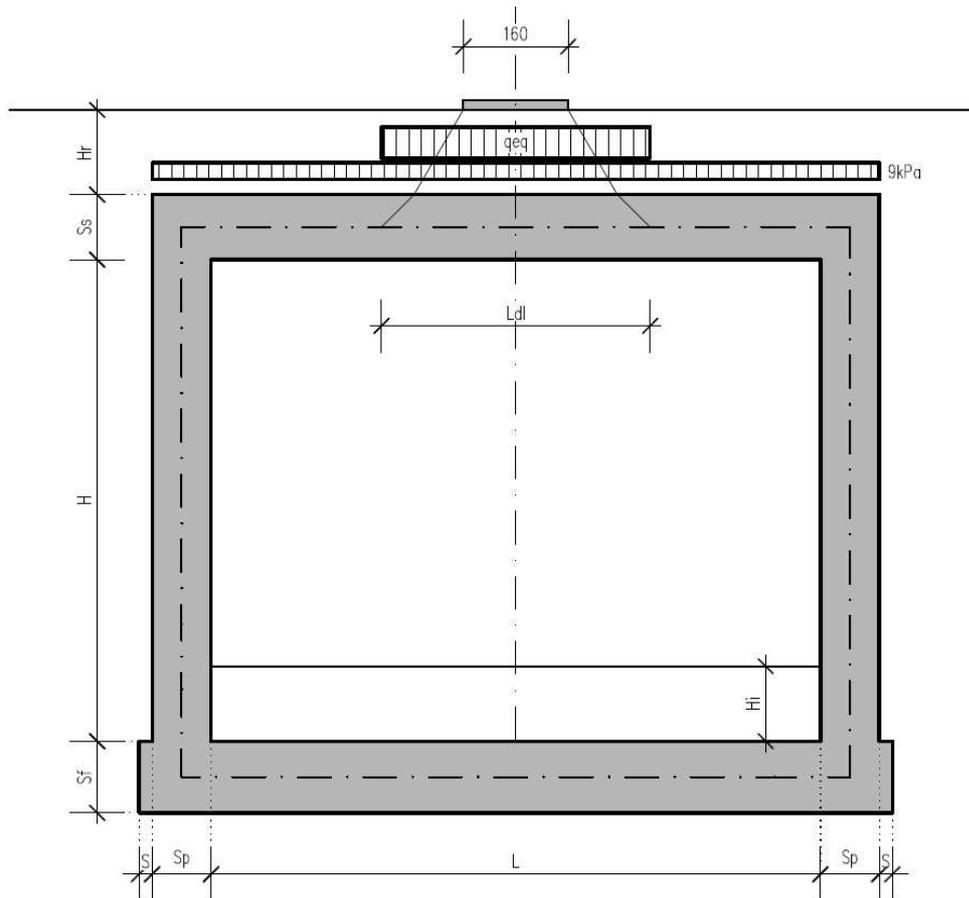
cui si sovrappone il carico  $q = 9 \text{ kN/m}$  uniforme su tutta la soletta (corrispondente al carico  $q1k$ ).

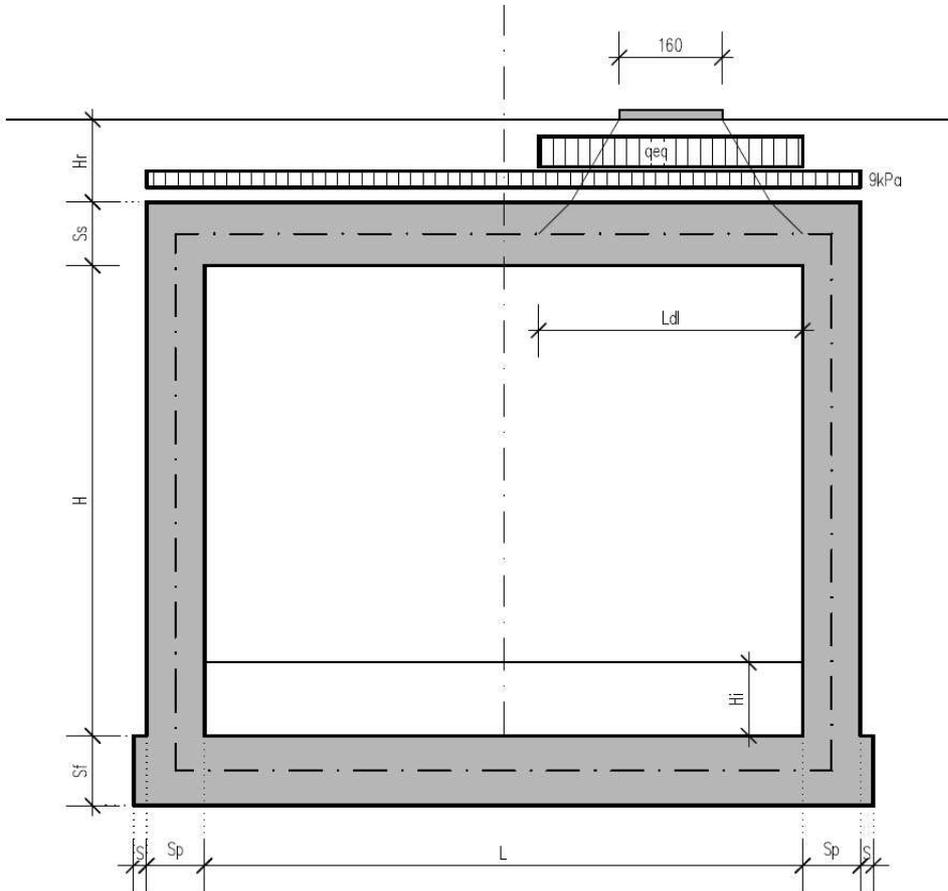
La posizione del carico  $q_{eq}$  equivalente al tandem viene variata su tutta la soletta nei casi di carico CDC8-10 per massimizzare:

CDC 8: il momento in mezzzeria soletta;

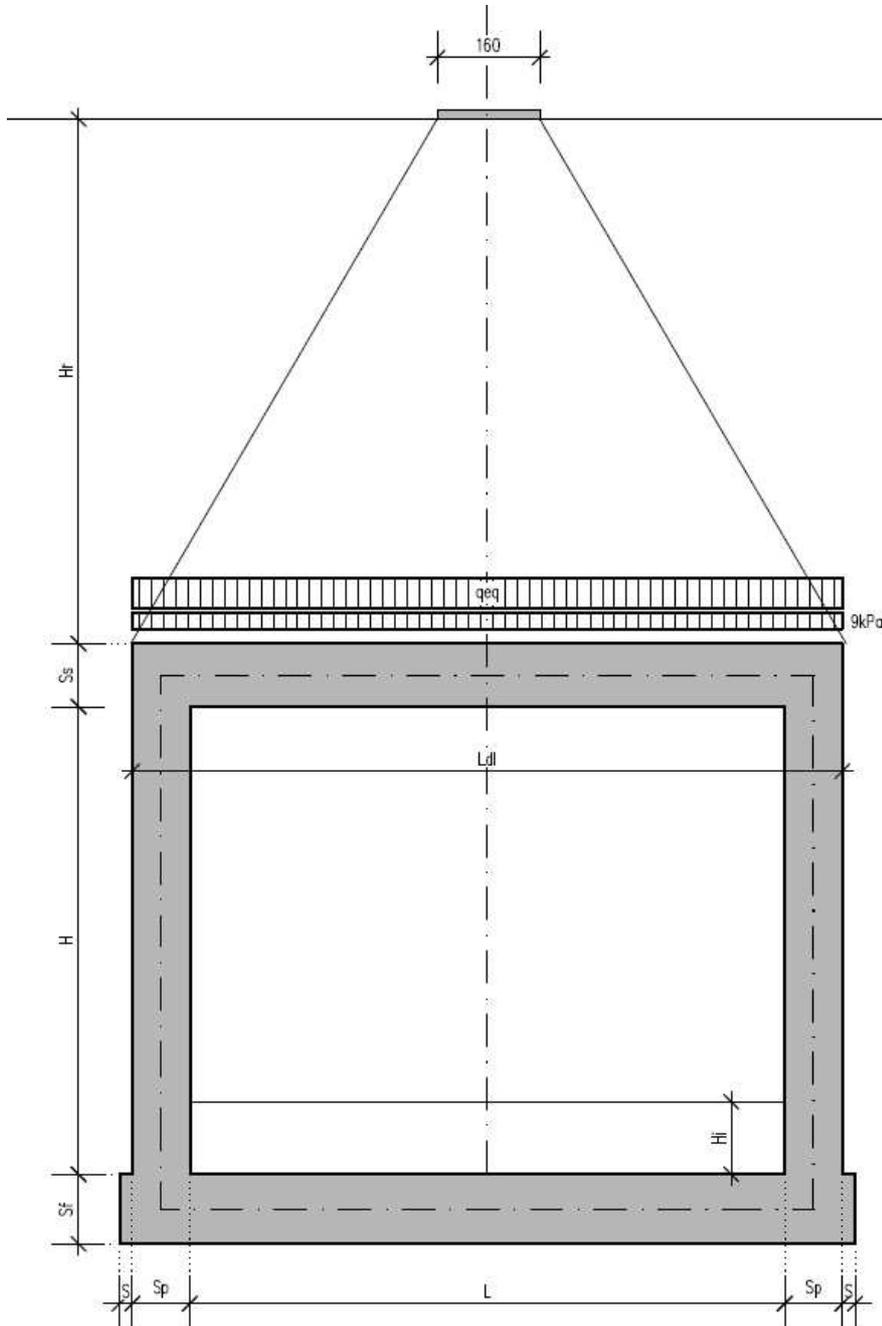
CDC 9: il taglio nella soletta a filo piedritto destro;

CDC 10: il taglio nella soletta a filo piedritto sinistro.









CDC11: sovraccarico uniforme da 20kN/m<sup>2</sup>

Si ipotizza che la soletta superiore sia gravata da un carico accidentale uniformemente distribuito di intensità pari a 20 kN/m<sup>2</sup> (scenario da traffico da utilizzarsi in alternativa ai casi di carico 8, 9 e 10).

### 7.3.5. Spinte sui piedritti indotte dai sovraccarichi accidentali

In accordo con il punto C5.1.3.3.7.1 della circolare ministeriale 02/02/2009 per il calcolo delle spinte generate dal sovraccarico sul rilevato si può considerare applicato lo schema di carico 1, in cui per semplicità i carichi tandem possono essere sostituiti da carichi uniformemente distribuiti equivalenti, applicati su una superficie rettangolare larga 3.00 m e lunga 2.20 m. Anche in questo caso si tiene in conto la diffusione del carico attraverso il rilevato sia in direzione longitudinale che trasversale. Al tandem si somma il carico uniformemente distribuito agente sulla i-esima corsia di carico  $q_{ik} = 9 \text{ kN/m}^2$ .

Diffusione del carico tandem in direzione longitudinale (parallela all'asse stradale)

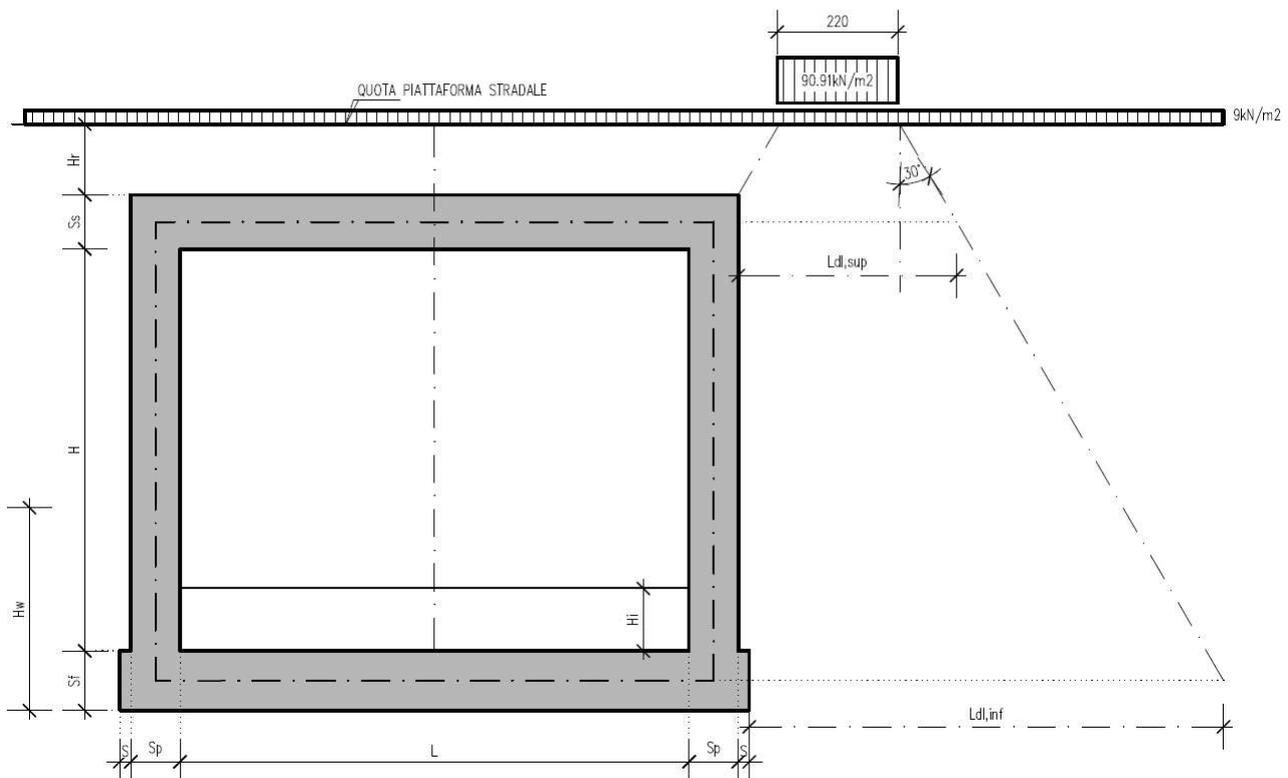
Il carico tandem trasformato in carico uniformemente distribuito assume il valore:

$$600 / (3.00 \times 2.20) = 90.91 \text{ kN/m}^2$$

La larghezza di diffusione del carico tandem in direzione longitudinale è pari a:

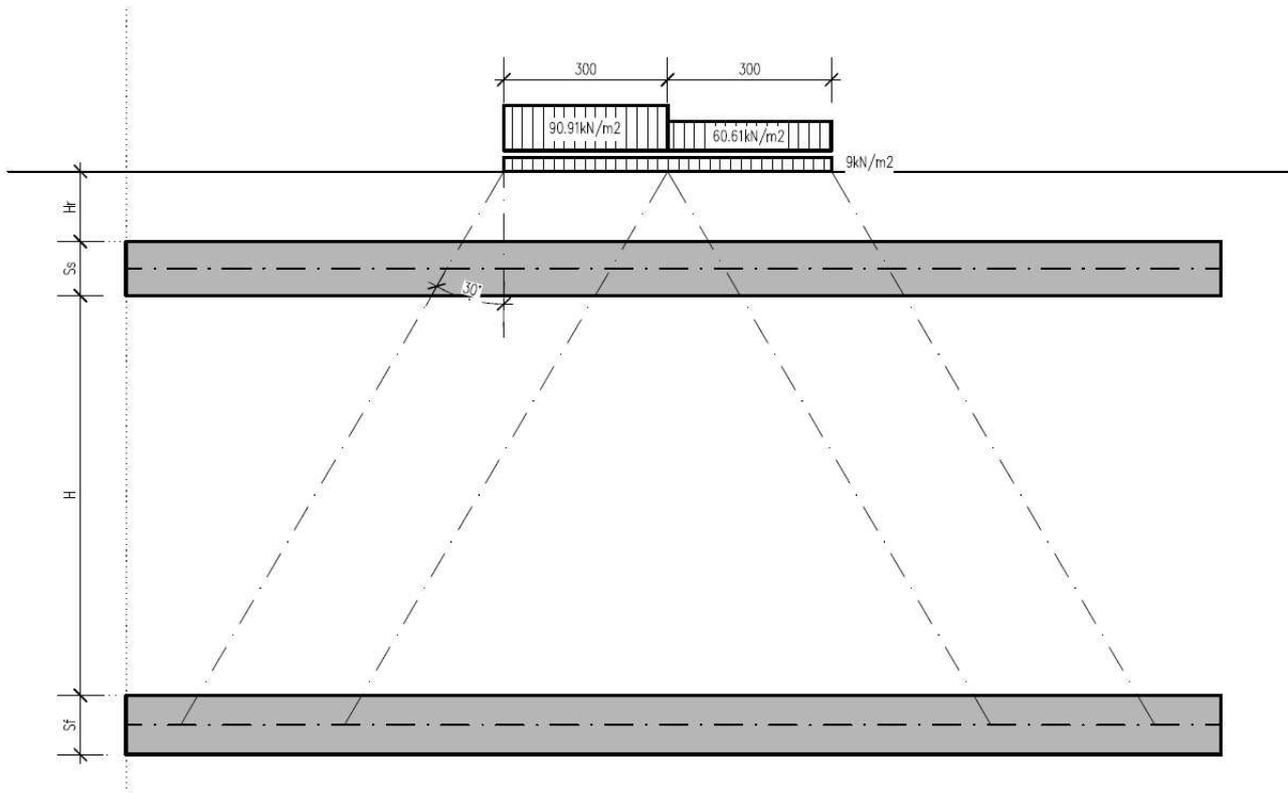
$$L_{dl, sup} = 2.2 \text{ m} + [\tan 30^\circ \times (2 \times H_r + S_s / 2)] = 3.21 \text{ m} \quad (\text{piano medio sol. sup.})$$

$$L_{dl, inf} = 2.2 \text{ m} + [\tan 30^\circ \times (2 \times H_r + S_s / 2 + H + S_f / 2)] = 5.98 \text{ m} \quad (\text{piano medio sol. inf.})$$

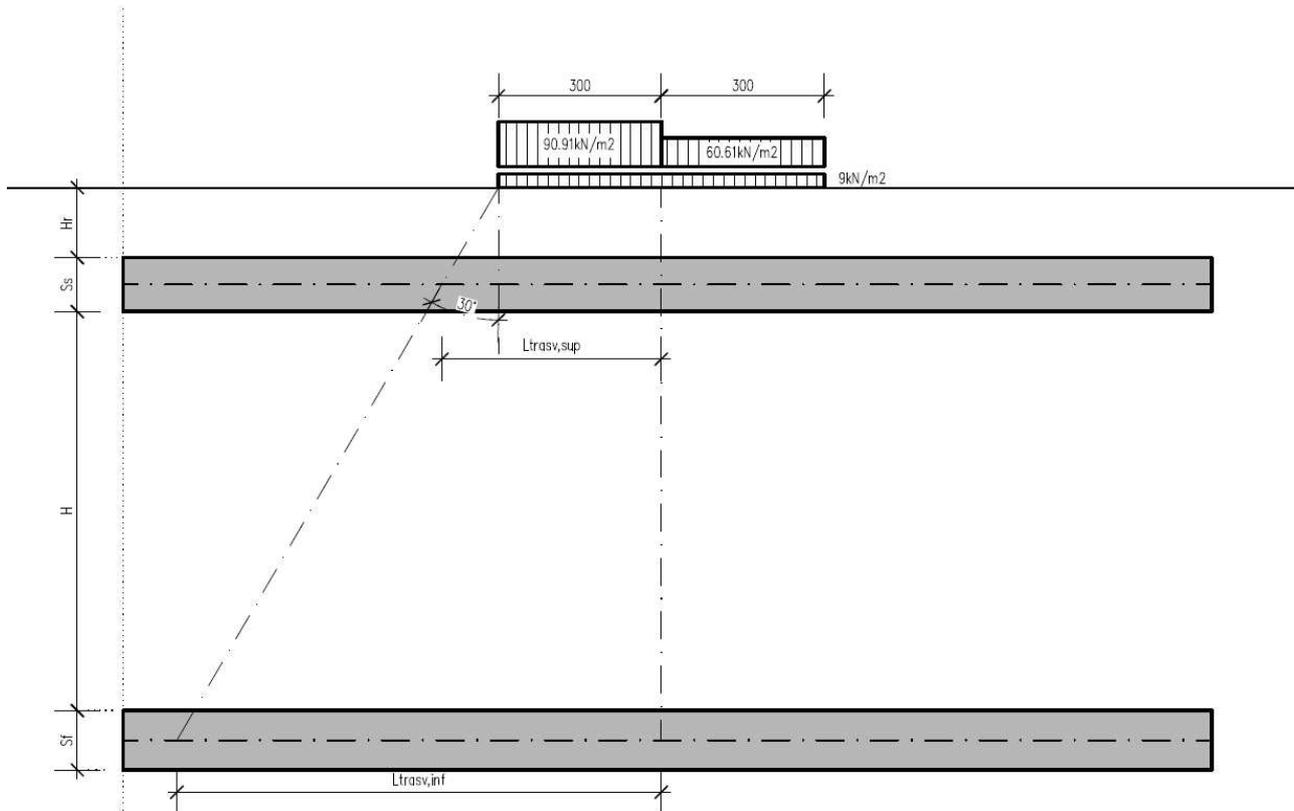


Diffusione del carico tandem in direzione trasversale (ortogonale all'asse stradale)

In direzione trasversale, considerando due colonne di carico e la ripartizione trasversale del carico distribuito, si ottiene quanto riportato nella figura seguente:



Per il calcolo delle azioni agenti sulle pareti dello scatolare, si considera il carico distribuito dovuto alla colonna di carico 1, limitando la diffusione del carico sul lato della seconda colonna di carico come schema seguente:



La larghezza di diffusione del carico tandem in direzione trasversale è pari a:

$$L_{dt,sup} = 3 \text{ m} + [\tan 30^\circ \times (H_r + S_s/2)] = 3.51 \text{ m} \quad (\text{piano medio sol. sup.})$$

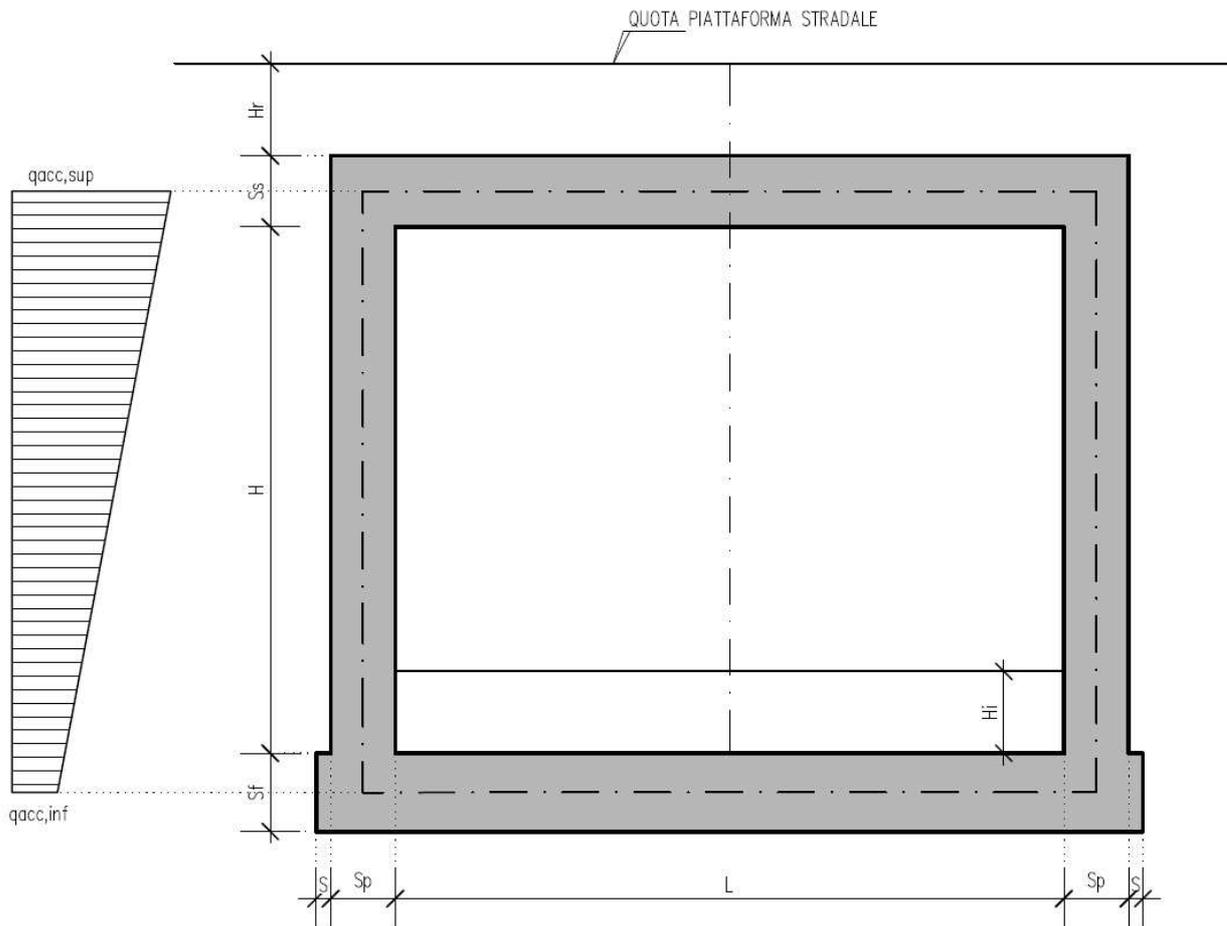
$$L_{dt,inf} = 3 \text{ m} + [\tan 30^\circ \times (H_r + S_s + H + S_b/2)] = 6.28 \text{ m} \quad (\text{piano medio sol. inf.})$$

### Definizione dei carichi di progetto

Il diagramma di spinta applicato ai piedritti varia linearmente fra i valori  $q_{acc,sup2}$  e  $q_{acc,inf1}$  come esemplificato nella immagine seguente.

$$q_{acc,sup} = 2 \times Q_{1,k} / (L_{dt,sup} \times L_{dl,sup}) \times k_0 + q_{1,k} \times k_0 = 24.00 \text{ kN/m}$$

$$q_{acc,inf} = 2 \times Q_{1,k} / (L_{dt,inf} \times L_{dl,inf}) \times k_0 + q_{1,k} \times k_0 = 9.60 \text{ kN/m}$$



Loadings 20-23: spinta sul piedritto generata dal carico accidentale  $q_{1k} = 9 \text{ kN/m}^2$  sul rilevato

Nelle condizioni di carico in oggetto si considera l'assenza del carico tandem:

$$p = k_0 \times q_{1k} = 0,384 \times 9 = 3,456 \text{ kN/m (spinta a riposo, CDC 14 e 15, piedritto sinistro/destro)}$$

CDC 16-17: spinta sul piedritto generata dal sovraccarico da  $20 \text{ kN/m}^2$  sul rilevato

Nello scenario di carico da traffico alternativo allo Schema di Carico 1 si considera, ai fini del calcolo della spinta sui piedritti, un carico  $q_{acc}$  sul terrapieno pari a  $20 \text{ kN/m}^2$ .

Tale carico genera spinte pari a:

$$p = k_0 \times q_{acc} = 0,384 \times 20 = 7,68 \text{ kN/m (spinta a riposo, CDC 16 e 17, piedritto sinistro/destro)}$$

### 7.3.6. Sovraccarichi accidentali sulla soletta di fondazione

(Assenti)

(Condizioni Elementari CDC 15÷17)

### 7.3.7. Frenatura

La forza di frenatura  $q_3$  è funzione del carico totale agente sulla corsia convenzionale n.1 e risulta pari a (si veda il paragrafo 5.1.3.5 del D.M. 14/01/2008):

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0.6 \times 2 \times Q_{1k} + 0.10 q_{1k} \times w_1 \times L \leq 900 \text{ kN}$$

dove:

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

$$q_{1k} = 9 \text{ kN/m}^2$$

$$w_1 = 3.00 \text{ m (larghezza della corsia)}$$

$$L = 2 \times S_p + B_i \text{ (larghezza della soletta compresi i piedritti)}$$

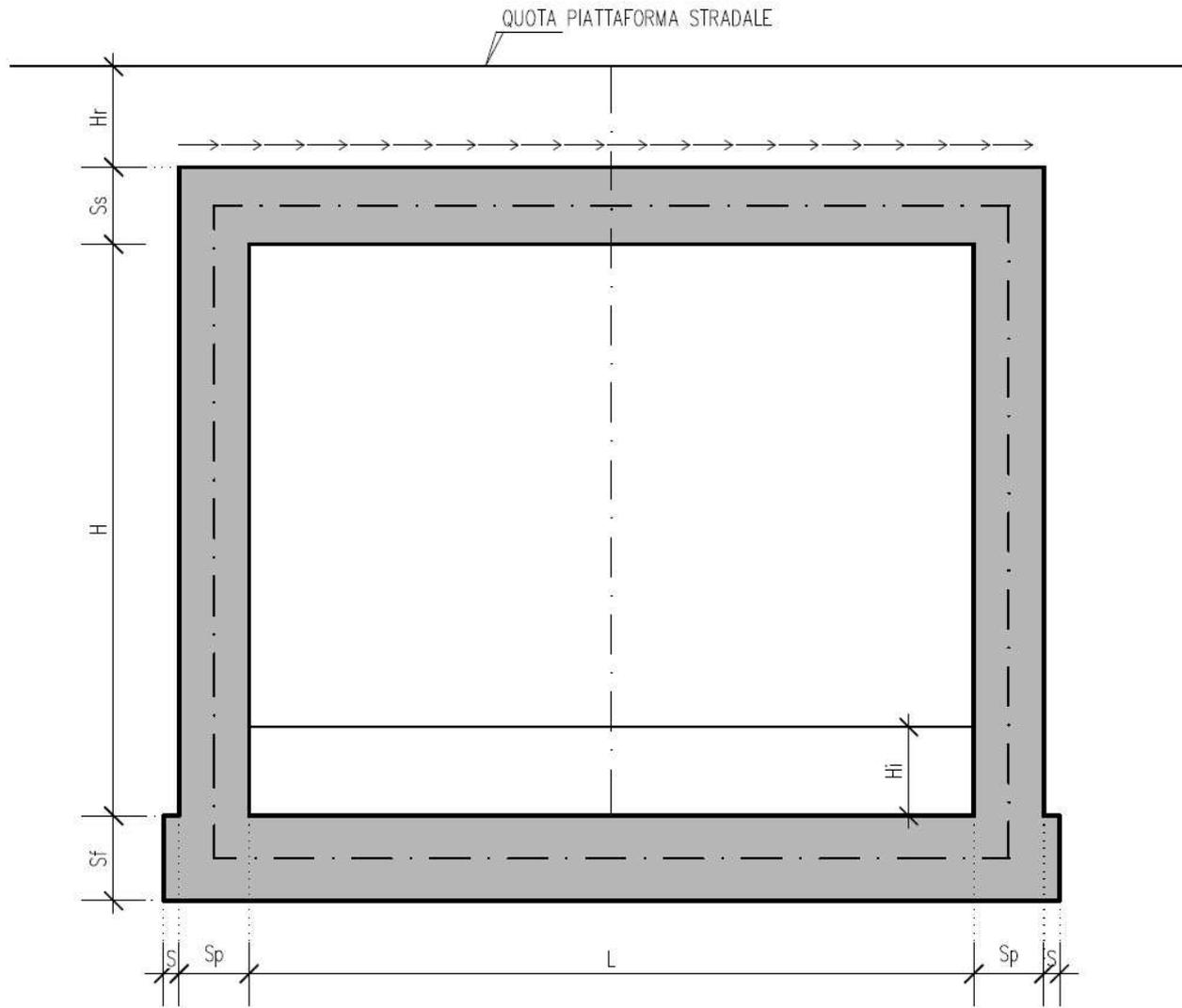
Nel caso in esame risulta:

$$q_3 = 385,65 \text{ kN}$$

L'azione di cui sopra, viene distribuita sulla soletta superiore dello scatolare; il valore della frenatura equivalente da applicare alla soletta, si ottiene distribuendo il valore del carico frenante, alla lunghezza della soletta e alla larghezza di diffusione del carico ( $L_{dt}$ ), con la seguente relazione:

$$q_{3,dis} = 385,65 / ( 3,73 * 9,50 ) = 10,89 \text{ kN/m}^2$$

(applicata nel CDC 18)



### 7.3.8. Azioni sismiche

(CDC elementari 18-20)

#### 7.3.8.1 Stato limite di salvaguardia della vita (SLV)

La risultante delle forze inerziali orizzontali indotte dal sisma viene valutata con la seguente espressione:

$$F_h = P \cdot k_h$$

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g}$$

$$(SLV) \quad k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g} = 0,375$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h = 0,188$$

P = peso proprio;

k = coefficienti sismici;

Nel caso di sisma orizzontale si considera la spinta derivante dall'oscillazione del cuneo di terreno spingente con l'applicazione del diagramma triangolare di pressioni, tipico dei muri di sostegno, avente la risultante a 1/3 dell'altezza. Per tener conto dell'incremento di spinta del terreno dovuta al sisma si fa riferimento all'EC8, in cui l'incremento di spinta sismica  $\Delta P_d$  per la condizione a riposo viene valutato:

$$\Delta P_d = S \cdot a_g / g \cdot \gamma \cdot h_{\text{tot}}^2$$

La risultante di tale incremento di spinta viene applicata ad h/2 del piedritto.

1 - Ai fini delle azioni verticali sulla soletta superiore, non considerando i carichi accidentali si ha:

Peso proprio soletta	18,75	kN/m <sup>2</sup>
Carichi permanenti	11,00	kN/m <sup>2</sup>
Inerzia soletta+perm.	5,58	kN/m <sup>2</sup>

2 - Ai fini delle azioni orizzontali, sui piedritti si considera il contributo della sovraspinta sismica dovuto al sisma oscillatorio e le spinte inerziali agenti sui piedritti, mentre sulla soletta superiore si considera l'inerzia della stessa nonché i permanenti portati.

Spinta inerziale sulla soletta superiore:

$$P \cdot k_h = 11.17 \text{ kN/m}$$

Spinta inerziale sui piedritti:

$$P \cdot k_h = 7,04 \text{ kN/m}$$

$$P \cdot k_v = 3,52 \text{ kN/m}$$

Sovrappinta sismica:

$$k_h \times \gamma \times h_{tot} = 44.64 \text{ kN/m}$$

dove si indica con  $h_{tot}$  l'altezza totale del tombino compresi gli spessori delle solette superiore e inferiore più l'altezza di ricoprimento totale del tombino. Si fa osservare che tale metodologia porta ad azioni eccessivamente prudenziali, soprattutto per tombini con altezza di ricoprimento elevata.

**7.3.9. Azioni termiche**

Sono stati considerati gli effetti dovuti alle variazioni termiche. In particolare, è stata considerata una variazione termica uniforme di  $\pm 10^\circ\text{C}$  sulla soletta superiore (CDC 22) ed un salto termico di  $5^\circ\text{C}$  sulla soletta superiore e sui piedritti, analizzando nelle combinazioni di carico i due casi di intradosso più caldo dell'estradosso e viceversa agendo sul segno della sollecitazione, con andamento lineare nello spessore della soletta superiore e sui piedritti (CDC 21).

Per il coefficiente di dilatazione termica si assume:

$$\alpha = 10 \cdot 10^{-6} = 0.00001 \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$$

**7.3.10. Ritiro**

Si considera soggetta a fenomeni di ritiro la sola soletta superiore.

La deformazione totale da ritiro si può esprimere come:

$$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca}$$

dove:

$\epsilon_{cs}$  è la deformazione totale per ritiro

$\epsilon_{cd}$  è la deformazione per ritiro da essiccamento

$\epsilon_{ca}$  è la deformazione per ritiro autogeno.

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro da essiccamento:

$$\epsilon_{cd,\infty} = k_h^* \epsilon_{c0}$$

può essere valutato mediante i valori delle seguenti Tab. 11.2.Va-b (NTC) in funzione della resistenza caratteristica a compressione, dell'umidità relativa e del parametro  $h_0$ :

Tabella 11.2.Va – Valori di  $\epsilon_{c0}$

fck	Deformazione da ritiro per essiccamento (in ‰)					
	Umidità relativa (in %)					
	20,00	40,00	60,00	80,00	90,00	100,00
20,00	-0,62	-0,58	-0,49	-0,30	-0,17	0,00
25,00	-0,59	-0,55	-0,46	-0,29	-0,16	0,00
28,00	-0,56	-0,53	-0,45	-0,28	-0,15	0,00
32,00	-0,54	-0,51	-0,42	-0,26	-0,15	0,00
40,00	-0,48	-0,46	-0,38	-0,24	-0,13	0,00
60,00	-0,38	-0,36	-0,30	-0,19	0,10	0,00
80,00	-0,30	-0,28	-0,24	-0,15	-0,07	0,00

Tabella 11.2.Vb – Valori di  $k_h$

h0 (mm)	kh
100	1
200	0,85
300	0,75
400	0,725
500	0,7

I valori intermedi dei parametri indicati in tabella si ottengono per l'interpolazione lineare.

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro autogeno  $\varepsilon_{ca,\infty}$  può essere valutato

mediante l'espressione:

$$\varepsilon_{ca,\infty} = -2.5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} \quad (\text{con } f_{ck} \text{ in N/mm}^2)$$

Assumendo come umidità relativa

$$U_r = 70\%$$

Si ha il seguente valore del ritiro:

$$\varepsilon_{cs} = -0,000298$$

Il modulo viscoso a tempo infinito, in considerazione del valore di  $h_0$ , della resistenza del calcestruzzo e della U.R., può cautelativamente essere assunto pari a  $\Phi (t = \infty) = 1.6$ . Il modulo elastico ridotto del calcestruzzo risulta quindi pari a:

$$E_c^* = E_c / (1 + \Phi) = 12426,25 \text{ N/mm}^2. \text{ (CDC 22)}$$

## 7.4. COMBINAZIONI DI CARICO ADOTTATE

I carichi caratteristici sopra elencati (CDC), al fine di ottenere le sollecitazioni di progetto per effettuare le successive verifiche, sono opportunamente combinati fra loro.

### 7.4.1. Combinazioni per lo stato limite ultimo

$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{e2} R + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \gamma_{e3} \psi_{0\ e3} T$  (carico da traffico veicolare  $Q_{k1}$  principale)

$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{e2} R + \gamma_{e3} T + \gamma_{Q1} \psi_{01} Q_{k1}$  (azioni termiche T principali)

	Peso proprio	Permanenti portati	Spinta a riposo piedritto sx	Spinta a riposo piedritto dx	Spinta attiva piedritto sx	Spinta attiva piedritto dx	Spinta acqua interna	Q1k centrato	Q1k filo piedritto dx	Q1k filo piedritto sx	Accidentale 9kPa su soletta	Accidentale 20 kPa	Accidentale su piedritto sx	Accidentale su piedritto dx	Accidentale 9kPa piedritto sx	Accidentale 9kPa piedritto dx	Accidentale 20kPa piedritto sx	Accidentale 20kPa piedritto dx	Frenatura	Sisma orizzontale	Sisma verticale	Spinta idrodinamica	Termica Uniforme	Termica farfalla +	Ritiro	
SLU	1.35	1.35	0	0	1	1	1.35	1.35	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.72	0.72	1.2	
	1.35	1.35	0	0	1	1	1.35	0	0	0	0	1.35	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.72	0.72	1.2	
	1.35	1.35	0	0	1	1	1.35	1.01	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.2	1.2	1.2	
	1.35	1.35	0	0	1	1	1.35	0	0	0	0	1.01	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.2	1.2	1.2	
	1.35	1.35	1.35	0	0	1	0	1.01	0	0	0	0	0	0	1.01	0	0	0	0	1.35	0	0	0	0.72	0.72	0
	1.35	1.35	1.35	0	0	1	0	0	0	0	0	1.01	0	0	0	0	1.01	0	0	1.35	0	0	0	0.72	0.72	0
	1.35	1.35	1.35	0	0	1	0	0	0	0	1.01	0	1.01	0	0	0	0	0	0	1.35	0	0	0	0.72	0.72	0
	1.35	1.35	1.35	0	0	1	0	1.01	0	0	0	0	0	0	1.01	0	0	0	0	0	0	0	0	-1.2	-1.2	0
	1.35	1.35	1.35	0	0	1	0	0	0	0	0	1.01	0	0	0	0	1.01	0	0	0	0	0	0	-1.2	-1.2	0
	1.35	1.35	1.35	0	0	1	0	0	0	0	1.01	0	1.01	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-1.2	-1.2	0
	1.35	1.35	0	0	1	1	0	1.35	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.72	0.72	0
	1.35	1.35	0	0	1	1	0	0	0	0	0	1.35	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.72	0.72	0
	1.35	1.35	0	0	1	1	0	1.01	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-1.2	1.2	0
	1.35	1.35	0	0	1	1	0	0	0	0	0	1.01	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-1.2	1.2	0
	1.35	1.35	1.35	0	0	1	0	1.01	0	0	0	0	0	0	1.01	0	0	0	0	1.35	0	0	0	0.72	0.72	1.2



1.35	1.35	1.35	0	0	1	0	0	0	0	0	1.01	0	0	0	0	1.01	0	1.35	0	0	0	0.72	0.72	1.2
1.35	1.35	1.35	0	0	1	0	0	0	0	1.01	0	1.01	0	0	0	0	0	1.35	0	0	0	0.72	0.72	1.2
1.35	1.35	1.35	0	0	1	0	1.01	0	0	0	0	0	0	1.01	0	0	0	0	0	0	0	1.2	-1.2	1.2
1.35	1.35	1.35	0	0	1	0	0	0	0	0	1.01	0	0	0	0	1.01	0	0	0	0	0	1.2	-1.2	1.2
1.35	1.35	1.35	0	0	1	0	0	0	0	1.01	0	1.01	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.2	-1.2	1.2
1.35	1.35	1.35	0	0	1	0	0	0	1.01	0	0	0	0	1.01	0	0	0	1.35	0	0	0	0.72	0.72	1.2
1.35	1.35	1.35	0	0	1	0	0	0	1.01	0	0	0	0	1.01	0	0	0	0	0	0	0	1.2	-1.2	1.2
1	1	1.35	0	0	1	0	0	0	0	0	0	1.01	0	0	0	0	0	1.35	0	0	0	0.72	0.72	1.2
1	1	1.35	0	0	1	0	0	0	0	0	0	1.01	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.2	1.2	1.2
1.35	1.35	1.35	0	0	1	0	0	1.01	0	0	0	0	0	1.01	0	0	0	1.35	0	0	0	0	0	0
1.35	1.35	1.35	0	0	1	0	0	0	0	0	1.01	0	0	0	0	1.01	0	1.35	0	0	0	0	0	0
1.35	1.35	1.35	0	0	1	0	0	0	1.35	0	0	0	0	1.01	0	0	0	0	0	0	0	0.72	0.72	1.2
1.35	1.35	1.35	0	0	1	0	0	0	0	0	1.35	0	0	0	0	1.01	0	0	0	0	0	0.72	0.72	1.2
1.35	1.35	1.35	0	0	1	0	0	0	0	0	0	1.01	0	0	0	0	0	1.35	0	0	0	0.72	0.72	1.2
1	1	1.35	1.35	0	0	0	1.01	0	0	0	0	0	0	1.01	1.01	0	0	1.35	0	0	0	0.72	0.72	0
1	1	1.35	1.35	0	0	0	0	0	0	0	1.01	0	0	0	0	1.01	1.01	1.35	0	0	0	0.72	0.72	0
1	1	1.35	1.35	0	0	0	0	0	0	1.01	0	1.01	1.01	0	0	0	0	1.35	0	0	0	0.72	0.72	0
1.35	1.35	1.35	0	0	1	0	0	0	0	0	0	1.01	0	0	0	0	0	1.35	0	0	0	0.72	0.72	1.2

### 7.4.2. Combinazioni per gli stati limite di esercizio: combinazione rara

$G_1 + R + Q_{k1} + \psi_{0\epsilon3} T$  (carico da traffico veicolare  $Q_{k1}$  principale)

$G_1 + R + T + \psi_{01} Q_{k1}$  (azioni termiche T principali)

	Peso proprio	Permanenti portati	Spinta a riposo piedritto sx	Spinta a riposo piedritto dx	Spinta attiva piedritto sx	Spinta attiva piedritto dx	Spinta acqua interna	Q1k centrato	Q1k filo piedritto dx	Q1k filo piedritto sx	Accidentale 9kPa su soletta	Accidentale 20 kPa	Accidentale su piedritto sx	Accidentale su piedritto dx	Accidentale 9kPa piedritto sx	Accidentale 9kPa piedritto dx	Accidentale 20kPa piedritto sx	Accidentale 20kPa piedritto dx	Frenatura	Sisma orizzontale	Sisma verticale	Spinta idrodinamica	Termica Uniforme	Termica farfalla +	Ritiro	
SLE PAR	1	1	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.6	0.6	1	
	1	1	0	0	1	1	1	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.6	0.6	1	
	1	1	0	0	1	1	1	0.75	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	1	
	1	1	0	0	1	1	1	0	0	0	0	0.75	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	1	
	1	1	1	0	0	1	0	0.75	0	0	0	0	0	0	0.75	0	0	0	0	1	0	0	0	-0.6	-0.6	0
	1	1	1	0	0	1	0	0	0	0	0	0.75	0	0	0	0	0.75	0	0	1	0	0	0	-0.6	-0.6	0
	1	1	1	0	0	1	0	0	0	0	0.75	0	0.75	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	-0.6	-0.6	0
	1	1	1	0	0	1	0	0.75	0	0	0	0	0	0	0.75	0	0	0	0	0	0	0	0	-1	-1	0
	1	1	1	0	0	1	0	0	0	0	0	0.75	0	0	0	0	0	0.75	0	0	0	0	0	-1	-1	0
	1	1	1	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-0.6	0.6	1
	1	1	0	0	1	1	1	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-0.6	0.6	1
	1	1	0	0	1	1	1	0.75	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-1	1	1
	1	1	0	0	1	1	1	0	0	0	0	0.75	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-1	1	1
	1	1	1	0	0	1	0	0.75	0	0	0	0	0	0	0.75	0	0	0	0	1	0	0	0	0.6	-0.6	1
	1	1	1	0	0	1	0	0	0	0	0	0.75	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0.6	-0.6	1
	1	1	1	0	0	1	0	0.75	0	0	0	0	0	0	0.75	0	0	0	0	0	0	0	0	1	-1	1
	1	1	1	0	0	1	0	0	0	0	0	0.75	0	0	0	0	0	0.75	0	0	0	0	0	1	-1	1
	1	1	1	0	0	1	0	0	0	0.75	0	0	0	0	0	0.75	0	0	0	1	0	0	0	0.6	-0.6	1
	1	1	1	0	0	1	0	0	0	0.75	0	0	0	0	0.75	0	0	0	0	0	0	0	0	1	-1	1
	1	1	1	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0.75	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0.6	0.6	1
1	1	1	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0.75	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	1	

### 7.4.3. Combinazioni per gli stati limite di esercizio: combinazione frequente

$G_1 + R + \psi_{11} Q_{k1} + \psi_{2e3} T$  (carico da traffico veicolare  $Q_{k1}$  principale)

	Peso proprio	Permanenti portati	Spinta a riposo piedritto sx	Spinta a riposo piedritto dx	Spinta attiva piedritto sx	Spinta attiva piedritto dx	Spinta acqua interna	Q1k centrato	Q1k filo piedritto dx	Q1k filo piedritto sx	Accidentale 9kPa su soletta	Accidentale 20 kPa	Accidentale su piedritto sx	Accidentale su piedritto dx	Accidentale 9kPa piedritto sx	Accidentale 9kPa piedritto dx	Accidentale 20kPa piedritto sx	Accidentale 20kPa piedritto dx	Frenatura	Sisma orizzontale	Sisma verticale	Spinta idrodinamica	Termica Uniforme	Termica farfalla +	Ritiro	
SLE FR	1	1	0	0	1	1	0	0.75	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.6	0.6	1	
	1	1	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0.75	0	0	0	0	0.75	0	0	0	0	0	0.6	0.6	1	
	1	1	1	0	0	1	0	0.75	0	0	0	0	0	0	0.75	0	0	0	0	0	0	0	-0.6	-0.6	0	
	1	1	1	0	0	1	0	0	0	0	0	0.75	0	0	0	0	0.75	0	0	0	0	0	-0.6	-0.6	0	
	1	1	1	0	0	1	0	0	0	0	0.75	0	0.75	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-0.6	-0.6	0
	1	1	0	0	1	1	0	0.75	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-0.6	0.6	0
	1	1	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0.75	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-0.6	0.6	0
	1	1	1	0	0	1	0	0.75	0	0	0	0	0	0	0.75	0	0	0	0	0	0	0	0	0.6	-0.6	1
	1	1	1	0	0	1	0	0	0	0	0	0.75	0	0	0	0	0.75	0	0	0	0	0	0	0.6	-0.6	1
	1	1	1	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0.75	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.6	-0.6	1
	1	1	1	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0.75	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.6	0.6	1

#### 7.4.4. Combinazioni per gli stati limite di esercizio: combinazione quasi permanente

$$G_1 + R + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{2e3} T$$

	Peso proprio	Permanenti portati	Spinta a riposo piedritto sx	Spinta a riposo piedritto dx	Spinta attiva piedritto sx	Spinta attiva piedritto dx	Spinta acqua interna	Q1k centrato	Q1k filo piedritto dx	Q1k filo piedritto sx	Accidentale 9kPa su soletta	Accidentale 20 kPa	Accidentale su piedritto sx	Accidentale su piedritto dx	Accidentale 9kPa piedritto sx	Accidentale 9kPa piedritto dx	Accidentale 20kPa piedritto sx	Accidentale 20kPa piedritto dx	Frenatura	Sisma orizzontale	Sisma verticale	Spinta idrodinamica	Termica Uniforme	Termica farfalla +	Ritiro
SLE OP	1	1	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.5	0.5	1
	1	1	1	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-0.5	-0.5	0
	1	1	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-0.5	0.5	0
	1	1	1	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.5	-0.5	1
	1	1	1	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.5	0.5	1

#### 7.4.5. Combinazioni per lo stato limite ultimo di Salvaguardia della vita

Si considera il sisma agente nella direzione trasversale dello scatolare (gli effetti del sisma agente nella direzione longitudinale del manufatto sono poco rilevanti), associato al sisma in direzione verticale (considerando in alternativa entrambi i versi d'azione). La non contemporaneità della massima azione verticale e orizzontale viene tenuta in conto, come prescritto dalle NTC 2008 (Par. 7.3.5), considerando i 4 seguenti scenari:

$$E_1 = 1.00 E_H + 0.30 E_V + (\text{sisma orizzontale al 100\%, sisma verticale verso l'alto al 30\%})$$

$$E_2 = 1.00 E_H + 0.30 E_V - (\text{sisma orizzontale al 100\%, sisma verticale verso il basso al 30\%})$$

$$E_3 = 0.30 E_H + 1.00 E_V + (\text{sisma orizzontale al 30\%, sisma verticale verso l'alto al 100\%})$$

$$E_4 = 0.30 E_H + 1.00 E_V - (\text{sisma orizzontale al 30\%, sisma verticale verso il basso al 100\%})$$

$$G_1 + E + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{2e3} T$$



	Peso proprio	Permanenti portati	Spinta a riposo piedritto sx	Spinta a riposo piedritto dx	Spinta attiva piedritto sx	Spinta attiva piedritto dx	Spinta acqua interna	Q1k centrato	Q1k filo piedritto dx	Q1k filo piedritto sx	Accidentale 9kPa su soletta	Accidentale 20 kPa	Accidentale su piedritto sx	Accidentale su piedritto dx	Accidentale 9kPa piedritto sx	Accidentale 9kPa piedritto dx	Accidentale 20kPa piedritto sx	Accidentale 20kPa piedritto dx	Frenatura	Sisma orizzontale	Sisma verticale	Spinta idrodinamica	Termica Uniforme	Termica farfalla +	Ritiro
SISMA	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.3	1	0	0.5	0.5	1
	1	1	1	1	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0.3	1	-0.5	-0.5	0
	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.3	1	0	-0.5	0.5	0
	1	1	1	1	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0.3	1	0.5	-0.5	1
	1	1	1	1	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	-0.3	1	0.5	0.5	1

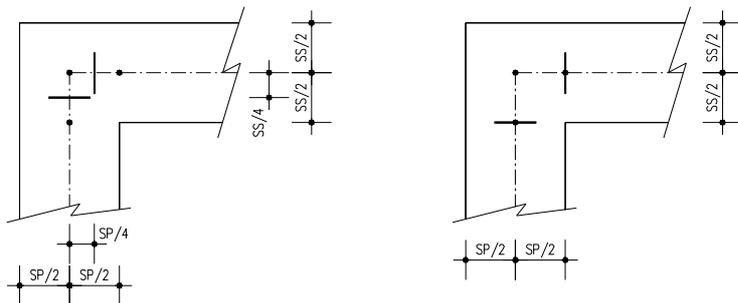
## 7.5. VERIFICHE DI RESISTENZA ED A FESSURAZIONE

Di seguito si riportano le verifiche delle sezioni per le aste più significative e per le Combinazioni di carico risultate più critiche.

Le verifiche a flessione sono effettuate rispettivamente:

- nella sezione ubicata a metà fra asse piedritto e sezione d'attacco piedritto-soletta nel caso delle verifiche della soletta;
- nella sezione ubicata a metà fra asse soletta e sezione d'attacco del piedritto nel caso delle verifiche del piedritto.

Le verifiche a taglio sono eseguite nelle sezioni di attacco soletta-piedritto.



I calcoli di verifica sono effettuati con il metodo degli Stati Limite, applicando il combinato D. M.14.01.2008 con l'UNI EN 1992 (Eurocodice 2).

Le verifiche a fessurazione sono state condotte considerando:

Verifica di formazione delle fessure: la verifica si esegue per la sezione interamente reagente e per le sollecitazioni di esercizio si determina la massima trazione nel calcestruzzo  $\sigma_{ct}$ , confrontandola con la resistenza caratteristica a trazione per flessione  $f_{ctk}$ : se risulta  $\sigma_{ct} < f_{ctk}$  la verifica è soddisfatta, altrimenti si procede alla verifica di apertura delle fessure.

Verifica di apertura delle fessure: l'apertura convenzionale delle fessure è calcolata con le modalità indicate nell'EC2, come richiesto dal D. M. Min. Il. TT. del 14 gennaio 2008, e valutata con le sollecitazioni relative alle Combinazioni FR o QP della normativa vigente sui ponti stradali.

La massima apertura ammissibile risulta rispettivamente per le strutture in ambiente ordinario ed armature poco sensibili:

1) combinazione di carico Frequente:

$$w_k \leq w_3 = 0.40 \text{ mm}$$

2) combinazione di carico quasi permanente:

$$w_k \leq w_2 = 0.30 \text{ mm}$$

Nel caso di strutture in ambiente molto aggressivo ed armature poco sensibili:

1) combinazione di carico Frequente:

$$w_k \leq w_1 = 0.20 \text{ mm}$$

2) combinazione di carico quasi permanente:

$$w_k \leq w_1 = 0.20 \text{ mm}$$

Verifica delle tensioni di esercizio: si eseguono per la condizione di carico Quasi Permanente e Rara, verificando rispettivamente che le tensioni di lavoro siano inferiori ai seguenti limiti:

per la condizione QP si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a  $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$ ;

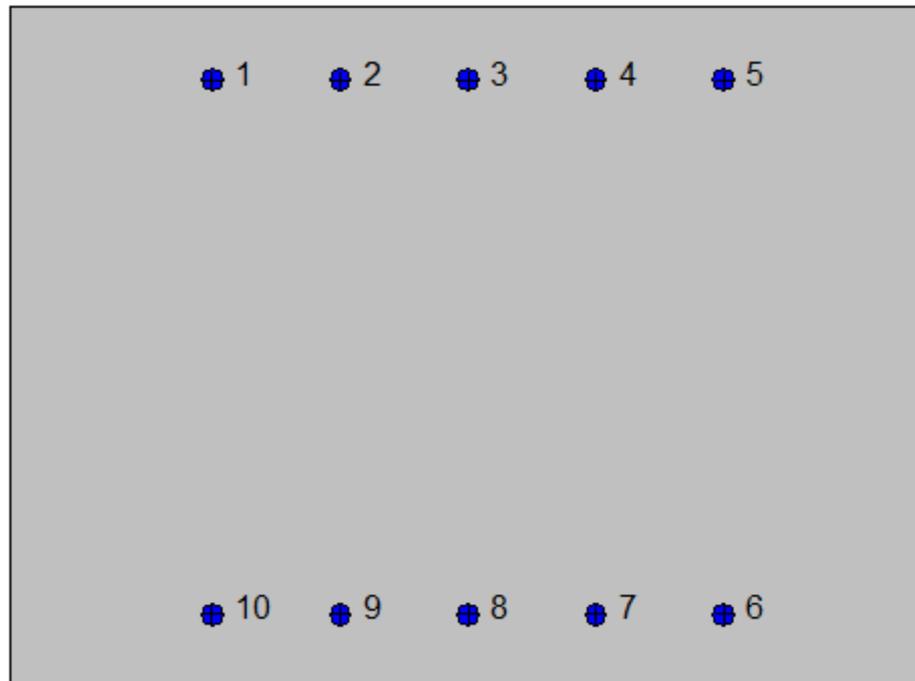
per la condizione rara si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a  $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$ , mentre quelle dell'acciaio  $\sigma_s < 0.80 f_{yk}$

### 7.5.1. Soletta superiore: attacco piedritto (Asta 9)



#### Geometria della sezione:

Vert.	X	Y
n.	cm	cm
1	0,0	75,0
2	100,0	75,0
3	100,0	0,0
4	0,0	0,0



**Armature:**

Pos.	X	Y	Area	Pretens.
n.	cm	cm	cmq	(s/n)
1	22,1	66,8	4,5	no
2	36,1	66,8	4,5	no
3	50,0	66,8	4,5	no
4	63,9	66,8	4,5	no
5	77,9	66,8	4,5	no
6	77,9	8,2	4,5	no
7	63,9	8,2	4,5	no
8	50,0	8,2	4,5	no
9	36,1	8,2	4,5	no
10	22,1	8,2	4,5	no

**Normativa di riferimento:**

D.M. 14/01/2008 - 'Norme tecniche per le costruzioni'

**Note:**

Verifiche SLE per ambiente ordinario

**Materiali:****Calcestruzzo classe: C28/35**

Rck (resistenza caratteristica cubica a compressione) = 350 daN/cm<sup>2</sup>

fck (resistenza caratteristica cilindrica a compressione) = 290 daN/cm<sup>2</sup>

fctm (resistenza a trazione media) = 28 daN/cm<sup>2</sup>

G (modulo di elasticità tangenziale) = 145424 daN/cm<sup>2</sup>

E (modulo elastico istantaneo iniziale) = 325750 daN/cm<sup>2</sup>

C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.12

Coefficiente di dilatazione termica = 0.000050

Peso specifico del calcestruzzo armato = 2500 daN/mc

**Barre d'acciaio ad aderenza migliorata tipo: B450C**

fyk (tensione caratteristica di snervamento) = 4500 daN/cm<sup>2</sup>

fkt (tensione caratteristica di rottura) = 5400 daN/cm<sup>2</sup>

εuk (deformazione di rottura) = 0.075

G (modulo di elasticità tangenziale) = 793100 daN/cm<sup>2</sup>

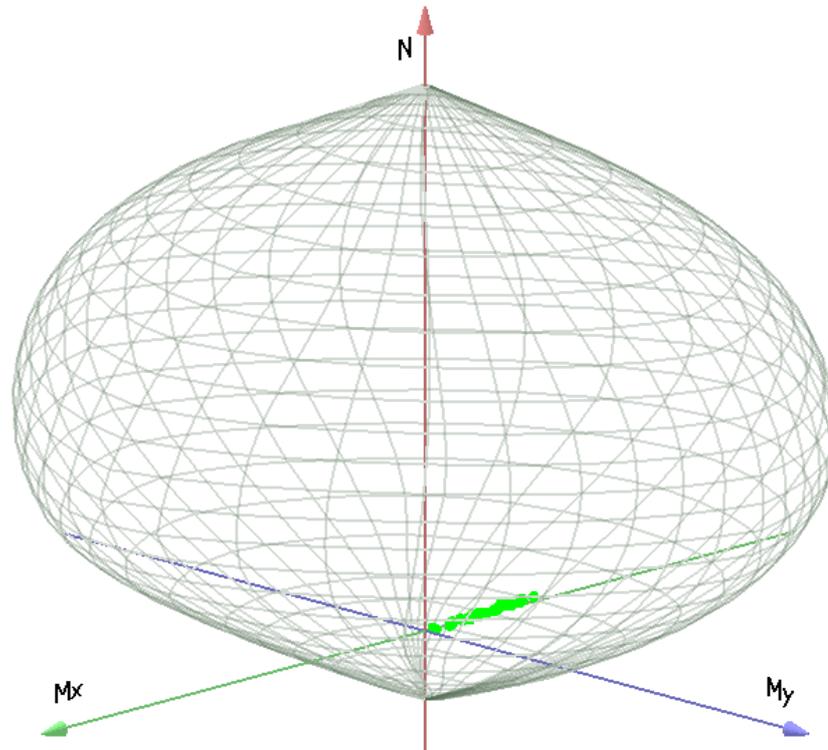
E (modulo elastico) = 2060000 daN/cm<sup>2</sup>

C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.30

Coefficiente di dilatazione termica = 0.000012

Peso specifico = 7850 daN/mc

Dominio SLU:



**Caratteristiche limite della sezione:**

<b>Nu</b>	<b>Mxu</b>	<b>Myu</b>	<b>Stato Sez.</b>
kN	kN m	kN m	
-1770,22	0,0000	0,0000	Completamente tesa
14095,22	0,0000	0,0009	Completamente compressa
0,00	569,6364	0,0000	Fibre inferiori tese
0,00	-569,6365	0,0000	Fibre superiori tese
0,00	0,0000	744,2792	Fibre di sinistra tese
0,00	0,0000	-744,2791	Fibre di destra tese

**Verifiche stato limite ultimo:**

Per ogni combinazione di carico saranno svolte le verifiche:

Verifica per Mxu, Myu e Nu proporzionali (sigla verifica: P)

e in caso di verifica proporzionale positiva:

Verifica con rapporto Mxu, Myu assegnato (sigla verifica: M)

Verifica con Nu costante (sigla verifica: N)



Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	-15,61	-225,1800	0,0000	P	-38,69	-558,0333	0,0000	0,400	OK
				M	-1136,24	-225,1759	0,0000	0,010	
				N	-15,61	-564,9551	0,0000	0,400	
2	-35,04	-123,1300	0,0000	P	-149,35	-524,8038	0,0000	0,230	OK
				M	-1432,25	-123,1657	0,0000	0,020	
				N	-35,04	-559,1266	0,0000	0,220	
3	-32,05	-129,8500	0,0000	P	-130,90	-530,3461	0,0000	0,240	OK
				M	-1413,31	-129,8577	0,0000	0,020	
				N	-32,05	-560,0237	0,0000	0,230	
4	-46,58	-53,4900	0,0000	P	-393,14	-451,4538	0,0000	0,120	OK
				M	-1625,65	-53,5431	0,0000	0,030	
				N	-46,58	-555,6642	0,0000	0,100	
5	130,06	-547,2700	0,0000	P	145,75	-613,2755	0,0000	0,890	OK
				M	12104,81	-546,8386	0,0000	0,010	
				N	130,06	-608,5851	0,0000	0,900	
6	120,57	-481,1400	0,0000	P	154,33	-615,8398	0,0000	0,780	OK
				M	12347,68	-480,7141	0,0000	0,010	
				N	120,57	-605,7467	0,0000	0,790	
7	131,73	-471,1300	0,0000	P	173,82	-621,6657	0,0000	0,760	OK
				M	12384,41	-470,7079	0,0000	0,010	
				N	131,73	-609,0845	0,0000	0,770	
8	78,18	-438,2200	0,0000	P	107,36	-601,7953	0,0000	0,730	OK
				M	12505,03	-437,8370	0,0000	0,010	
				N	78,18	-593,0609	0,0000	0,740	
9	68,68	-372,0900	0,0000	P	111,30	-602,9723	0,0000	0,620	OK
				M	12747,51	-371,6934	0,0000	0,000	
				N	68,68	-590,2164	0,0000	0,630	
10	79,85	-362,0800	0,0000	P	134,51	-609,9144	0,0000	0,590	OK
				M	12784,09	-361,7045	0,0000	0,010	
				N	79,85	-593,5609	0,0000	0,610	
11	38,10	-291,3900	0,0000	P	77,52	-592,8628	0,0000	0,490	OK
				M	13042,76	-291,0078	0,0000	0,000	
				N	38,10	-581,0563	0,0000	0,500	
12	18,67	-189,3400	0,0000	P	57,88	-586,9819	0,0000	0,320	OK
				M	13414,92	-188,9808	0,0000	0,000	
				N	18,67	-575,2335	0,0000	0,330	
13	30,60	-214,8500	0,0000	P	84,75	-595,0268	0,0000	0,360	OK
				M	13322,14	-214,4604	0,0000	0,000	

				N	30,60	-578,8090	0,0000	0,370	
14	16,06	-138,5000	0,0000	P	68,43	-590,1418	0,0000	0,230	OK
				M	13599,51	-138,1637	0,0000	0,000	
				N	16,05	-574,4482	0,0000	0,240	
15	103,24	-490,8800	0,0000	P	127,86	-607,9261	0,0000	0,810	OK
				M	12311,92	-490,4539	0,0000	0,010	
				N	103,24	-600,5618	0,0000	0,820	
16	93,75	-424,7600	0,0000	P	134,62	-609,9499	0,0000	0,700	OK
				M	12554,59	-424,3254	0,0000	0,010	
				N	93,75	-597,7217	0,0000	0,710	
17	104,91	-414,7500	0,0000	P	155,89	-616,3088	0,0000	0,670	OK
				M	12591,13	-414,3612	0,0000	0,010	
				N	104,91	-601,0615	0,0000	0,690	
18	42,42	-363,0400	0,0000	P	68,98	-590,3047	0,0000	0,610	OK
				M	12780,56	-362,6687	0,0000	0,000	
				N	42,42	-582,3507	0,0000	0,620	
19	32,93	-296,9100	0,0000	P	65,35	-589,2191	0,0000	0,500	OK
				M	13022,59	-296,5270	0,0000	0,000	
				N	32,93	-579,5072	0,0000	0,510	
20	44,09	-286,9100	0,0000	P	91,76	-597,1266	0,0000	0,480	OK
				M	13059,13	-286,5291	0,0000	0,000	
				N	44,09	-582,8511	0,0000	0,490	
21	91,29	-436,0500	0,0000	P	127,23	-607,7401	0,0000	0,720	OK
				M	12512,98	-435,6712	0,0000	0,010	
				N	91,29	-596,9855	0,0000	0,730	
22	30,47	-308,2100	0,0000	P	58,03	-587,0281	0,0000	0,520	OK
				M	12981,27	-307,8282	0,0000	0,000	
				N	30,47	-578,7700	0,0000	0,530	
23	89,87	-240,3600	0,0000	P	239,80	-641,3627	0,0000	0,370	OK
				M	13229,21	-239,9477	0,0000	0,010	
				N	89,87	-596,5604	0,0000	0,400	
24	18,15	-39,2400	0,0000	P	305,74	-661,0114	0,0000	0,060	OK
				M	13956,33	-39,1205	0,0000	0,000	
				N	18,15	-575,0776	0,0000	0,070	
25	103,22	-434,7000	0,0000	P	145,61	-613,2358	0,0000	0,710	OK
				M	12518,26	-434,2307	0,0000	0,010	
				N	103,22	-600,5558	0,0000	0,720	
26	105,68	-412,0900	0,0000	P	158,23	-617,0073	0,0000	0,670	OK
				M	12601,17	-411,6226	0,0000	0,010	
				N	105,68	-601,2919	0,0000	0,680	

27	31,97	-311,8100	0,0000	P	60,26	-587,6937	0,0000	0,530	OK
				M	12968,10	-311,4294	0,0000	0,000	
				N	31,97	-579,2195	0,0000	0,540	
28	33,57	-293,2700	0,0000	P	67,52	-589,8693	0,0000	0,500	OK
				M	13035,89	-292,8874	0,0000	0,000	
				N	33,57	-579,6990	0,0000	0,510	
29	86,38	-273,2900	0,0000	P	198,86	-629,1431	0,0000	0,430	OK
				M	13108,86	-272,9166	0,0000	0,010	
				N	86,38	-595,5157	0,0000	0,460	
30	153,49	-487,6300	0,0000	P	197,95	-628,8721	0,0000	0,770	OK
				M	12323,86	-487,2036	0,0000	0,010	
				N	153,49	-615,5903	0,0000	0,790	
31	157,42	-432,7500	0,0000	P	232,52	-639,1887	0,0000	0,680	OK
				M	12525,39	-432,2868	0,0000	0,010	
				N	157,42	-616,7650	0,0000	0,700	
32	173,80	-381,8000	0,0000	P	300,14	-659,3436	0,0000	0,580	OK
				M	12711,98	-381,3893	0,0000	0,010	
				N	173,80	-621,6597	0,0000	0,610	
33	86,38	-273,2900	0,0000	P	198,86	-629,1431	0,0000	0,430	OK
				M	13108,86	-272,9166	0,0000	0,010	
				N	86,38	-595,5157	0,0000	0,460	
75	43,49	-135,9100	0,0000	P	201,58	-629,9565	0,0000	0,220	OK
				M	13608,91	-135,5723	0,0000	0,000	
				N	43,49	-582,6713	0,0000	0,230	
76	83,99	-480,6700	0,0000	P	105,03	-601,0984	0,0000	0,800	OK
				M	12349,41	-480,2442	0,0000	0,010	
				N	83,99	-594,8003	0,0000	0,810	
77	63,98	-178,9800	0,0000	P	228,01	-637,8446	0,0000	0,280	OK
				M	13452,46	-178,6591	0,0000	0,000	
				N	63,98	-588,8089	0,0000	0,300	
78	63,51	-437,6000	0,0000	P	86,43	-595,5310	0,0000	0,730	OK
				M	12507,30	-437,2182	0,0000	0,000	
				N	63,51	-588,6681	0,0000	0,740	
79	52,95	-350,5100	0,0000	P	90,13	-596,6387	0,0000	0,590	OK
				M	12826,61	-350,0937	0,0000	0,000	
				N	52,95	-585,5052	0,0000	0,600	

Riepilogo combinazioni maggiormente gravose:

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		

5	130,06	-547,2700	0,0000	P	145,75	-613,2755	0,0000	0,890	OK
4	-46,58	-53,4900	0,0000	M	-1625,65	-53,5431	0,0000	0,030	OK
5	130,06	-547,2700	0,0000	N	130,06	-608,5851	0,0000	0,900	OK

### Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:

Valori limite:

CLS:  $\sigma_{cL} = 17,40$  kN/m (verifica Ok per  $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$ )

Acciaio:  $\sigma_{aL} = 360,00$  kN/m (verifica Ok per  $\sigma_a/\sigma_{aL} < 1$ )

	<b>Cmb</b>	<b>Mx</b>	<b>My</b>	<b>N</b>	<b><math>\sigma_c</math></b>	<b><math>\sigma_c/\sigma_{cL}</math></b>	<b><math>\sigma_a</math></b>	<b><math>\sigma_a/\sigma_{aL}</math></b>
n. e stato		kN m	kN m	kN	kN/mq		kN/mq	
46	OK	-160,2600	0,0000	-7,14	-2,60	0,15	118,14	0,33
47	OK	-84,6600	0,0000	-21,53	-1,36	0,08	66,25	0,18
48	OK	-85,6400	0,0000	-20,20	-1,37	0,08	66,67	0,19
49	OK	-28,9500	0,0000	-31,00	-0,43	0,02	27,88	0,08
50	OK	-407,5300	0,0000	101,25	-6,71	0,39	274,95	0,76
51	OK	-358,4300	0,0000	94,20	-5,90	0,34	240,74	0,67
52	OK	-351,0000	0,0000	102,49	-5,79	0,33	233,59	0,65
53	OK	-331,0200	0,0000	63,73	-5,43	0,31	227,25	0,63
54	OK	-281,9100	0,0000	56,69	-4,63	0,27	193,02	0,54
55	OK	-274,4800	0,0000	64,97	-4,51	0,26	185,87	0,52
56	OK	-183,7500	0,0000	4,03	-2,99	0,17	132,83	0,37
57	OK	-108,1500	0,0000	-10,36	-1,75	0,10	80,92	0,22
58	OK	-124,8000	0,0000	-1,58	-2,03	0,12	91,14	0,25
59	OK	-68,1000	0,0000	-12,38	-1,10	0,06	52,22	0,15
60	OK	-360,5500	0,0000	78,90	-5,93	0,34	245,51	0,68
61	OK	-311,4400	0,0000	71,85	-5,12	0,29	211,29	0,59
62	OK	-304,0100	0,0000	80,14	-5,01	0,29	204,14	0,57
63	OK	-268,3700	0,0000	33,94	-4,39	0,25	188,01	0,52
64	OK	-219,2700	0,0000	26,89	-3,59	0,21	153,79	0,43
65	OK	-211,8400	0,0000	35,18	-3,47	0,20	146,62	0,41
66	OK	-319,8300	0,0000	70,02	-5,26	0,30	217,78	0,60
67	OK	-227,6500	0,0000	25,06	-3,72	0,21	160,28	0,45
68	OK	-188,9900	0,0000	64,90	-3,12	0,18	123,73	0,34
69	OK	-35,7600	0,0000	10,85	-0,59	0,03	23,71	0,07

**Verifiche stato limite di esercizio per c. c. frequenti:**

Valori limite:

Fessure:  $WkL = 0,40$  mm (verifica Ok per  $Wk/WkL < 1$ )

	<b>Cmb</b>	<b>Mx</b>	<b>My</b>	<b>N</b>	<b>Wk</b>	<b>Wk/WkL</b>
n. e stato		kN m	kN m	kN	mm	
34	OK	-131,2900	0,0000	7,99	0.16	0,39
35	OK	-88,3900	0,0000	4,01	0.11	0,27
36	OK	-292,6600	0,0000	55,47	0.33	0,84
37	OK	-243,5500	0,0000	48,42	0.28	0,69
38	OK	-236,1200	0,0000	56,71	0.27	0,66
39	OK	-178,2700	0,0000	30,33	0.21	0,51
40	OK	-121,5700	0,0000	19,54	0.14	0,35
41	OK	-245,6700	0,0000	33,12	0.29	0,72
42	OK	-196,5700	0,0000	26,07	0.23	0,57
43	OK	-189,1400	0,0000	34,36	0.22	0,54
44	OK	-239,9600	0,0000	41,31	0.28	0,69
45	OK	-74,1200	0,0000	19,12	0.08	0,21

**Verifiche stato limite di esercizio per c. c. quasi permanenti:**

Valori limite:

CLS:  $\sigma cL = 13,05$  kN/m (verifica Ok per  $\sigma c/\sigma cL < 1$ )

Fessure:  $WkL = 0,30$  mm (verifica Ok per  $Wk/WkL < 1$ )

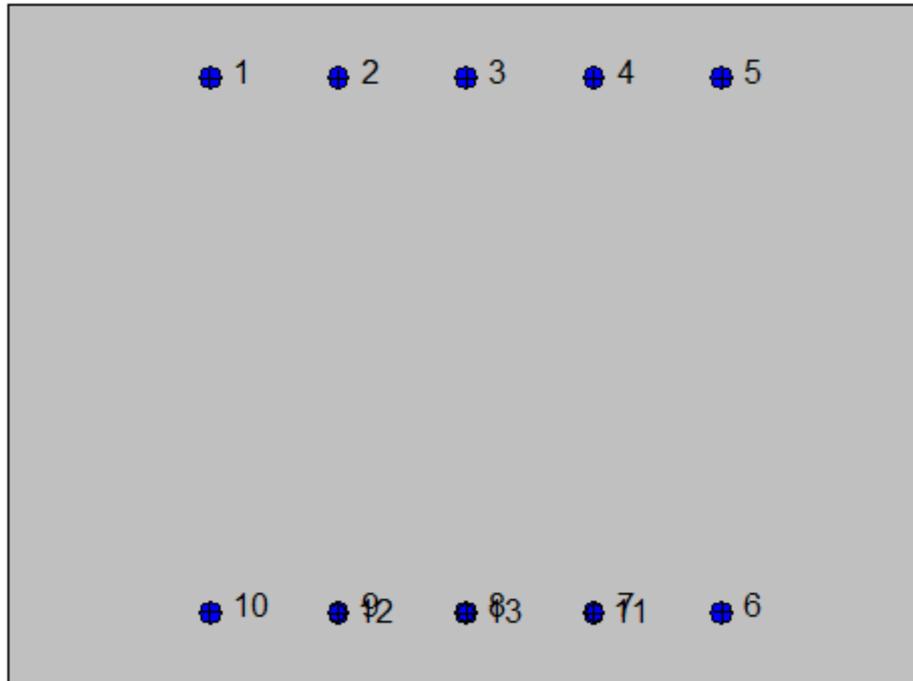
	<b>Cmb</b>	<b>Mx</b>	<b>My</b>	<b>N</b>	<b><math>\sigma c</math></b>	<b><math>\sigma c/\sigma cL</math></b>	<b>Wk</b>	<b>Wk/WkL</b>
n. e stato		kN m	kN m	kN	kN/mq		mm	
70	OK	-32,1200	0,0000	-4,32	-0,52	0,04	0.04	0,14
71	OK	-168,1000	0,0000	35,96	-2,76	0,21	0.19	0,64
72	OK	-75,1900	0,0000	16,16	-1,24	0,09	0.09	0,28
73	OK	-125,0300	0,0000	15,48	-2,05	0,16	0.15	0,49
74	OK	-48,7000	0,0000	4,12	-0,80	0,06	0.06	0,19

## 7.5.2. Soletta superiore: mezzeria (Asta 12)



### Geometria della sezione:

Vert.	X	Y
n.	cm	cm
1	0,0	75,0
2	100,0	75,0
3	100,0	0,0
4	0,0	0,0



**Armature:**

Pos.	X	Y	Area	Pretens.
n.	cm	cm	cmq	(s/n)
1	22,1	66,8	4,5	no
2	36,1	66,8	4,5	no
3	50,0	66,8	4,5	no
4	63,9	66,8	4,5	no
5	77,9	66,8	4,5	no
6	77,9	8,2	4,5	no
7	63,9	8,2	4,5	no
8	50,0	8,2	4,5	no
9	36,1	8,2	4,5	no
10	22,1	8,2	4,5	no
11	64,0	8,0	3,1	no
12	36,0	8,0	3,1	no
13	50,0	8,0	3,1	no

**Normativa di riferimento:**

D.M. 14/01/2008 - 'Norme tecniche per le costruzioni'

**Note:**

Verifiche SLE per ambiente ordinario

**Materiali:****Calcestruzzo classe: C28/35**

Rck (resistenza caratteristica cubica a compressione) = 350 daN/cm<sup>2</sup>

fck (resistenza caratteristica cilindrica a compressione) = 290 daN/cm<sup>2</sup>

fctm (resistenza a trazione media) = 28 daN/cm<sup>2</sup>

G (modulo di elasticità tangenziale) = 145424 daN/cm<sup>2</sup>

E (modulo elastico istantaneo iniziale) = 325750 daN/cm<sup>2</sup>

C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.12

Coefficiente di dilatazione termica = 0.000050

Peso specifico del calcestruzzo armato = 2500 daN/mc

**Barre d'acciaio ad aderenza migliorata tipo: B450C**

fyk (tensione caratteristica di snervamento) = 4500 daN/cm<sup>2</sup>

fkt (tensione caratteristica di rottura) = 5400 daN/cm<sup>2</sup>

ε<sub>uk</sub> (deformazione di rottura) = 0.075

G (modulo di elasticità tangenziale) = 793100 daN/cm<sup>2</sup>

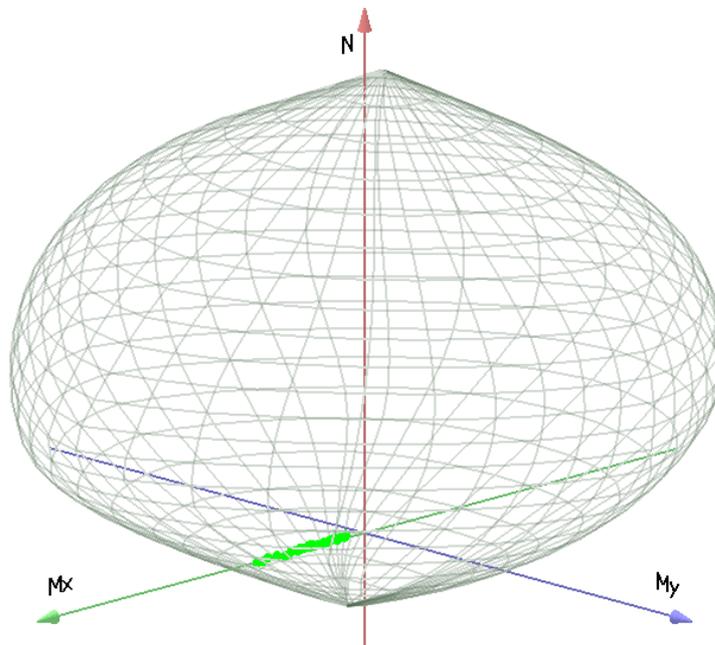
E (modulo elastico) = 2060000 daN/cm<sup>2</sup>

C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.30

Coefficiente di dilatazione termica = 0.000012

Peso specifico = 7850 daN/mc

Dominio SLU:



### Caratteristiche limite della sezione:

Nu	Mxu	Myu	Stato Sez.
kN	kN m	kN m	
-2139,01	108,7947	0,0000	Completamente tesa
14464,01	-108,7947	0,0009	Completamente compressa
0,00	788,5581	0,0000	Fibre inferiori tese
0,00	-569,7692	0,0000	Fibre superiori tese
0,00	0,0000	852,4347	Fibre di sinistra tese
0,00	0,0000	-852,4347	Fibre di destra tese

### Verifiche stato limite ultimo:

Per ogni combinazione di carico saranno svolte le verifiche:

Verifica per Mxu, Myu e Nu proporzionali (sigla verifica: P)

e in caso di verifica proporzionale positiva:

Verifica con rapporto Mxu, Myu assegnato (sigla verifica: M)

Verifica con Nu costante (sigla verifica: N)

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	-15,61	649,8100	0,0000	P	-18,81	782,9679	0,0000	0,830	OK



				M	-463,59	649,9865	0,0000	0,030	
				N	-15,61	783,9189	0,0000	0,830	
2	-35,04	465,7300	0,0000	P	-58,03	771,3005	0,0000	0,600	OK
				M	-1075,42	465,7740	0,0000	0,030	
				N	-35,04	778,1412	0,0000	0,600	
3	-32,05	613,4600	0,0000	P	-40,57	776,4968	0,0000	0,790	OK
				M	-584,48	613,6581	0,0000	0,050	
				N	-32,05	779,0305	0,0000	0,790	
4	-46,58	475,7400	0,0000	P	-75,02	766,2412	0,0000	0,620	OK
				M	-1041,85	475,8961	0,0000	0,040	
				N	-46,58	774,7080	0,0000	0,610	
5	68,50	383,6800	0,0000	P	148,65	832,6058	0,0000	0,460	OK
				M	12691,21	383,2393	0,0000	0,000	
				N	68,50	808,8860	0,0000	0,470	
6	59,00	244,5000	0,0000	P	204,92	849,2141	0,0000	0,290	OK
				M	13197,84	244,0459	0,0000	0,000	
				N	59,00	806,0698	0,0000	0,300	
7	70,17	182,3300	0,0000	P	342,36	889,5984	0,0000	0,200	OK
				M	13423,18	181,9372	0,0000	0,000	
				N	70,17	809,3810	0,0000	0,220	
8	78,18	338,1600	0,0000	P	195,70	846,4959	0,0000	0,400	OK
				M	12857,22	337,6843	0,0000	0,010	
				N	78,18	811,7546	0,0000	0,420	
9	68,68	198,9700	0,0000	P	303,10	878,0881	0,0000	0,230	OK
				M	13362,88	198,5727	0,0000	0,000	
				N	68,68	808,9393	0,0000	0,250	
10	79,85	136,8000	0,0000	P	555,46	951,6252	0,0000	0,140	OK
				M	13588,08	136,3829	0,0000	0,010	
				N	79,85	812,2495	0,0000	0,170	
11	38,10	583,6000	0,0000	P	52,50	804,1417	0,0000	0,730	OK
				M	11961,15	583,1037	0,0000	0,000	
				N	38,10	799,8705	0,0000	0,730	
12	18,67	399,5100	0,0000	P	37,37	799,6538	0,0000	0,500	OK
				M	12633,50	399,0676	0,0000	0,000	
				N	18,67	794,1033	0,0000	0,500	
13	30,60	528,4600	0,0000	P	46,46	802,3506	0,0000	0,660	OK
				M	12162,82	527,9619	0,0000	0,000	
				N	30,60	797,6448	0,0000	0,660	
14	16,06	390,7300	0,0000	P	32,81	798,3014	0,0000	0,490	OK
				M	12665,52	390,2875	0,0000	0,000	



				N	16,06	793,3283	0,0000	0,490	
15	41,68	440,0600	0,0000	P	76,85	811,3598	0,0000	0,540	OK
				M	12485,77	439,5554	0,0000	0,000	
				N	41,68	800,9327	0,0000	0,550	
16	32,19	300,8800	0,0000	P	87,13	814,4061	0,0000	0,370	OK
				M	12992,97	300,3960	0,0000	0,000	
				N	32,19	798,1168	0,0000	0,380	
17	43,35	238,7100	0,0000	P	151,35	833,4030	0,0000	0,290	OK
				M	13218,91	238,2442	0,0000	0,000	
				N	43,35	801,4282	0,0000	0,300	
18	42,42	413,3300	0,0000	P	83,47	813,3222	0,0000	0,510	OK
				M	12583,06	412,8930	0,0000	0,000	
				N	42,42	801,1523	0,0000	0,520	
19	32,93	274,1500	0,0000	P	98,22	817,6896	0,0000	0,330	OK
				M	13089,99	273,7229	0,0000	0,000	
				N	32,93	798,3364	0,0000	0,340	
20	44,09	211,9800	0,0000	P	174,78	840,3229	0,0000	0,250	OK
				M	13315,68	211,5846	0,0000	0,000	
				N	44,09	801,6477	0,0000	0,260	
21	29,72	326,7300	0,0000	P	73,72	810,4326	0,0000	0,400	OK
				M	12898,69	326,2980	0,0000	0,000	
				N	29,72	797,3837	0,0000	0,410	
22	30,47	300,0000	0,0000	P	82,58	813,0581	0,0000	0,370	OK
				M	12996,00	299,5640	0,0000	0,000	
				N	30,47	797,6063	0,0000	0,380	
23	28,31	242,1100	0,0000	P	95,52	816,8904	0,0000	0,300	OK
				M	13206,54	241,6508	0,0000	0,000	
				N	28,31	796,9651	0,0000	0,300	
24	18,15	288,6500	0,0000	P	50,53	803,5571	0,0000	0,360	OK
				M	13037,20	288,2388	0,0000	0,000	
				N	18,15	793,9489	0,0000	0,360	
25	41,65	339,4000	0,0000	P	100,42	818,3427	0,0000	0,410	OK
				M	12852,72	338,9203	0,0000	0,000	
				N	41,65	800,9238	0,0000	0,420	
26	44,12	313,5500	0,0000	P	115,79	822,8903	0,0000	0,380	OK
				M	12946,71	313,1080	0,0000	0,000	
				N	44,12	801,6566	0,0000	0,390	
27	31,97	371,4700	0,0000	P	69,64	809,2253	0,0000	0,460	OK
				M	12735,70	371,0365	0,0000	0,000	
				N	31,97	798,0515	0,0000	0,460	



28	33,57	337,4100	0,0000	P	80,84	812,5435	0,0000	0,410	OK
				M	12859,95	336,9368	0,0000	0,000	
				N	33,57	798,5263	0,0000	0,420	
29	24,82	300,4700	0,0000	P	66,77	808,3747	0,0000	0,370	OK
				M	12994,38	300,0082	0,0000	0,000	
				N	24,82	795,9292	0,0000	0,380	
30	91,93	318,9700	0,0000	P	248,45	862,0309	0,0000	0,370	OK
				M	12927,15	318,4801	0,0000	0,010	
				N	91,93	815,8276	0,0000	0,390	
31	95,86	178,4800	0,0000	P	502,94	936,4106	0,0000	0,190	OK
				M	13437,12	178,0894	0,0000	0,010	
				N	95,86	816,9913	0,0000	0,220	
32	112,24	113,3000	0,0000	P	1093,67	1103,9980	0,0000	0,100	OK
				M	13672,93	112,9023	0,0000	0,010	
				N	112,24	821,8399	0,0000	0,140	
33	24,82	300,4700	0,0000	P	66,77	808,3747	0,0000	0,370	OK
				M	12994,38	300,0082	0,0000	0,000	
				N	24,82	795,9292	0,0000	0,380	
75	29,46	249,1100	0,0000	P	96,65	817,2240	0,0000	0,300	OK
				M	13181,05	248,6668	0,0000	0,000	
				N	29,46	797,3065	0,0000	0,310	
76	37,22	121,6700	0,0000	P	265,21	866,9616	0,0000	0,140	OK
				M	13642,57	121,3063	0,0000	0,000	
				N	37,22	799,6094	0,0000	0,150	
77	49,94	206,0400	0,0000	P	205,90	849,5029	0,0000	0,240	OK
				M	13337,23	205,6431	0,0000	0,000	
				N	49,94	803,3830	0,0000	0,260	
78	16,73	164,7400	0,0000	P	82,57	813,0549	0,0000	0,200	OK
				M	13486,85	164,3605	0,0000	0,000	
				N	16,73	793,5273	0,0000	0,210	
79	6,17	222,4700	0,0000	P	22,05	795,1073	0,0000	0,280	OK
				M	13277,59	222,0798	0,0000	0,000	
				N	6,17	790,3903	0,0000	0,280	

Riepilogo combinazioni maggiormente gravose:

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	-15,61	649,8100	0,0000	P	-18,81	782,9679	0,0000	0,830	OK
3	-32,05	613,4600	0,0000	M	-584,48	613,6581	0,0000	0,050	OK
1	-15,61	649,8100	0,0000	N	-15,61	783,9189	0,0000	0,830	OK

**Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:**

Valori limite:

CLS:  $\sigma_{cL} = 17,40$  kN/m (verifica Ok per  $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$ )

Acciaio:  $\sigma_{aL} = 360,00$  kN/m (verifica Ok per  $\sigma_a/\sigma_{aL} < 1$ )

	<b>Cmb</b>	<b>Mx</b>	<b>My</b>	<b>N</b>	<b><math>\sigma_c</math></b>	<b><math>\sigma_c/\sigma_{cL}</math></b>	<b><math>\sigma_a</math></b>	<b><math>\sigma_a/\sigma_{aL}</math></b>
n. e stato		kN m	kN m	kN	kN/mq		kN/mq	
46	OK	487,8900	0,0000	-7,14	-6,93	0,40	255,23	0,71
47	OK	351,5300	0,0000	-21,53	-4,98	0,29	186,33	0,52
48	OK	465,6700	0,0000	-20,20	-6,60	0,38	245,59	0,68
49	OK	363,4000	0,0000	-31,00	-5,14	0,30	193,92	0,54
50	OK	277,1000	0,0000	55,64	-4,00	0,23	136,17	0,38
51	OK	173,7500	0,0000	48,60	-2,52	0,14	83,38	0,23
52	OK	127,5800	0,0000	56,88	-1,87	0,11	58,17	0,16
53	OK	239,1200	0,0000	63,73	-3,46	0,20	115,22	0,32
54	OK	135,7600	0,0000	56,69	-1,98	0,11	62,45	0,17
55	OK	89,6000	0,0000	64,97	-1,33	0,08	37,31	0,10
56	OK	464,4000	0,0000	4,03	-6,61	0,38	241,33	0,67
57	OK	328,0400	0,0000	-10,36	-4,66	0,27	172,43	0,48
58	OK	426,5200	0,0000	-1,58	-6,07	0,35	222,43	0,62
59	OK	324,2500	0,0000	-12,38	-4,60	0,26	170,76	0,47
60	OK	324,0900	0,0000	33,30	-4,64	0,27	163,92	0,46
61	OK	220,7300	0,0000	26,25	-3,17	0,18	111,12	0,31
62	OK	174,5700	0,0000	34,54	-2,52	0,14	85,86	0,24
63	OK	301,7600	0,0000	33,94	-4,33	0,25	152,19	0,42
64	OK	198,4100	0,0000	26,89	-2,85	0,16	99,40	0,28
65	OK	152,2400	0,0000	35,18	-2,20	0,13	74,14	0,21
66	OK	239,9300	0,0000	24,42	-3,44	0,20	121,39	0,34
67	OK	217,6100	0,0000	25,06	-3,12	0,18	109,67	0,30
68	OK	230,4000	0,0000	19,30	-3,30	0,19	117,18	0,33
69	OK	269,1400	0,0000	10,85	-3,84	0,22	138,60	0,39

**Verifiche stato limite di esercizio per c. c. frequenti:**

Valori limite:

Fessure:  $WkL = 0,40$  mm (verifica Ok per  $Wk/WkL < 1$ )

	<b>Cmb</b>	<b>Mx</b>	<b>My</b>	<b>N</b>	<b>Wk</b>	<b>Wk/WkL</b>
n. e stato		kN m	kN m	kN	mm	
34	OK	420,0300	0,0000	7,99	0.28	0,71
35	OK	315,7900	0,0000	4,01	0.21	0,53
36	OK	277,4800	0,0000	55,47	0.18	0,44
37	OK	174,1200	0,0000	48,42	0.11	0,27
38	OK	127,9600	0,0000	56,71	0.07	0,19
39	OK	373,0500	0,0000	30,33	0.25	0,62
40	OK	270,7800	0,0000	19,54	0.18	0,45
41	OK	324,4600	0,0000	33,12	0.21	0,53
42	OK	221,1100	0,0000	26,07	0.14	0,36
43	OK	174,9400	0,0000	34,36	0.11	0,28
44	OK	235,8700	0,0000	41,31	0.15	0,38
45	OK	230,7800	0,0000	19,12	0.15	0,38

**Verifiche stato limite di esercizio per c. c. quasi permanenti:**

Valori limite:

CLS:  $\sigma_{cL} = 13,05$  kN/m (verifica Ok per  $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$ )

Fessure:  $WkL = 0,30$  mm (verifica Ok per  $Wk/WkL < 1$ )

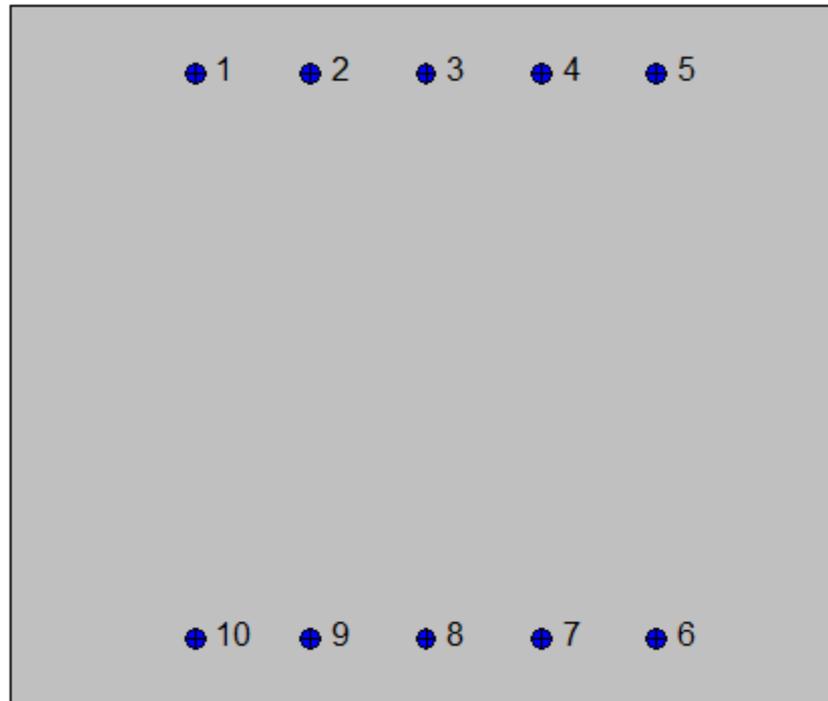
	<b>Cmb</b>	<b>Mx</b>	<b>My</b>	<b>N</b>	<b><math>\sigma_c</math></b>	<b><math>\sigma_c/\sigma_{cL}</math></b>	<b>Wk</b>	<b>Wk/WkL</b>
n. e stato		kN m	kN m	kN	kN/mq		mm	
70	OK	228,7100	0,0000	-4,32	-3,25	0,25	0.16	0,52
71	OK	106,2300	0,0000	35,96	-1,55	0,12	0.06	0,21
72	OK	185,6400	0,0000	16,16	-2,66	0,20	0.12	0,41
73	OK	149,3000	0,0000	15,48	-2,14	0,16	0.10	0,33
74	OK	225,6300	0,0000	4,12	-3,21	0,25	0.15	0,51

### 7.5.3. Soletta di fondazione: attacco piedritto (Asta 11)



#### Geometria della sezione:

Vert.	X	Y
n.	cm	cm
1	0,0	85,0
2	100,0	85,0
3	100,0	0,0
4	0,0	0,0



**Armature:**

Pos.	X	Y	Area	Pretens.
n.	cm	cm	cmq	(s/n)
1	22,1	76,8	4,5	no
2	36,1	76,8	4,5	no
3	50,0	76,8	4,5	no
4	63,9	76,8	4,5	no
5	77,9	76,8	4,5	no
6	77,9	8,2	4,5	no
7	63,9	8,2	4,5	no
8	50,0	8,2	4,5	no
9	36,1	8,2	4,5	no
10	22,1	8,2	4,5	no

**Normativa di riferimento:**

D.M. 14/01/2008 - 'Norme tecniche per le costruzioni'

**Note:**

Verifiche SLE per ambiente ordinario

**Materiali:****Calcestruzzo classe: C28/35**

Rck (resistenza caratteristica cubica a compressione) = 350 daN/cm<sup>2</sup>

fck (resistenza caratteristica cilindrica a compressione) = 290 daN/cm<sup>2</sup>

fctm (resistenza a trazione media) = 28 daN/cm<sup>2</sup>

G (modulo di elasticità tangenziale) = 145424 daN/cm<sup>2</sup>

E (modulo elastico istantaneo iniziale) = 325750 daN/cm<sup>2</sup>

C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.12

Coefficiente di dilatazione termica = 0.000050

Peso specifico del calcestruzzo armato = 2500 daN/mc

**Barre d'acciaio ad aderenza migliorata tipo: B450C**

fyk (tensione caratteristica di snervamento) = 4500 daN/cm<sup>2</sup>

fkt (tensione caratteristica di rottura) = 5400 daN/cm<sup>2</sup>

εuk (deformazione di rottura) = 0.075

G (modulo di elasticità tangenziale) = 793100 daN/cm<sup>2</sup>

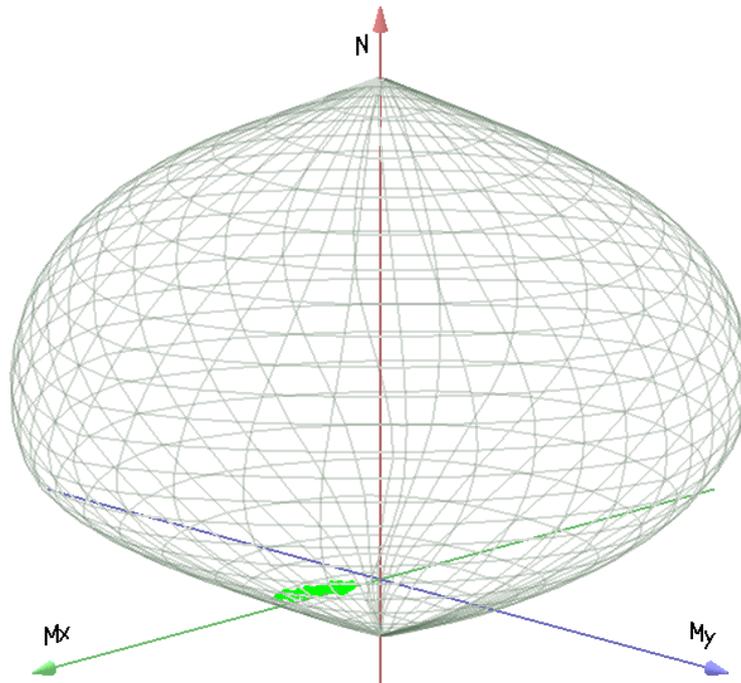
E (modulo elastico) = 2060000 daN/cm<sup>2</sup>

C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.30

Coefficiente di dilatazione termica = 0.000012

Peso specifico = 7850 daN/mc

Dominio SLU:



**Caratteristiche limite della sezione:**

Nu	Mxu	Myu	Stato Sez.
kN	kN m	kN m	
-1770,22	0,0000	0,0000	Completamente tesa
15738,55	0,0000	0,0010	Completamente compressa
0,00	658,1474	0,0000	Fibre inferiori tese
0,00	-658,1474	0,0000	Fibre superiori tese
0,00	0,0000	764,7420	Fibre di sinistra tese
0,00	0,0000	-764,7420	Fibre di destra tese

**Verifiche stato limite ultimo:**

Per ogni combinazione di carico saranno svolte le verifiche:

Verifica per Mxu, Myu e Nu proporzionali (sigla verifica: P)

e in caso di verifica proporzionale positiva:

Verifica con rapporto Mxu, Myu assegnato (sigla verifica: M)

Verifica con Nu costante (sigla verifica: N)

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		



1	-17,95	258,1600	0,0000	P	-44,68	642,5131	0,0000	0,400	OK
				M	-1132,94	258,1459	0,0000	0,020	
				N	-17,95	651,8666	0,0000	0,400	
2	1,39	243,7900	0,0000	P	3,76	659,4618	0,0000	0,370	OK
				M	14973,61	243,3682	0,0000	0,000	
				N	1,39	658,6333	0,0000	0,370	
3	-1,59	239,3500	0,0000	P	-4,36	656,6213	0,0000	0,360	OK
				M	-1181,41	239,4043	0,0000	0,000	
				N	-1,59	657,5911	0,0000	0,360	
4	12,88	228,6000	0,0000	P	37,83	671,3770	0,0000	0,340	OK
				M	15022,00	228,1865	0,0000	0,000	
				N	12,87	662,6494	0,0000	0,340	
5	179,40	497,0100	0,0000	P	271,80	753,0037	0,0000	0,660	OK
				M	14160,91	496,9099	0,0000	0,010	
				N	179,40	720,8136	0,0000	0,690	
6	209,25	503,0900	0,0000	P	320,20	769,8341	0,0000	0,650	OK
				M	14142,71	502,5670	0,0000	0,010	
				N	209,25	731,2196	0,0000	0,690	
7	241,99	518,6200	0,0000	P	366,75	786,0053	0,0000	0,660	OK
				M	14092,75	518,0907	0,0000	0,020	
				N	241,99	742,6252	0,0000	0,700	
8	100,29	327,0300	0,0000	P	226,04	737,0684	0,0000	0,440	OK
				M	14707,73	326,5770	0,0000	0,010	
				N	100,29	693,2045	0,0000	0,470	
9	130,14	333,1100	0,0000	P	297,71	762,0145	0,0000	0,440	OK
				M	14688,28	332,6494	0,0000	0,010	
				N	130,14	703,6270	0,0000	0,470	
10	162,88	348,6400	0,0000	P	367,30	786,1952	0,0000	0,440	OK
				M	14638,59	348,1646	0,0000	0,010	
				N	162,88	715,0518	0,0000	0,490	
11	36,09	244,2400	0,0000	P	102,55	693,9929	0,0000	0,350	OK
				M	14972,14	243,8302	0,0000	0,000	
				N	36,09	670,7695	0,0000	0,360	
12	55,43	229,8700	0,0000	P	173,30	718,6868	0,0000	0,320	OK
				M	15017,93	229,4635	0,0000	0,000	
				N	55,43	677,5305	0,0000	0,340	
13	43,56	201,4600	0,0000	P	153,94	711,9310	0,0000	0,280	OK
				M	15108,35	201,0540	0,0000	0,000	
				N	43,56	673,3812	0,0000	0,300	
14	58,03	190,7100	0,0000	P	224,07	736,3834	0,0000	0,260	OK



				M	15142,56	190,2898	0,0000	0,000	
				N	58,03	678,4393	0,0000	0,280	
15	206,09	568,9200	0,0000	P	272,91	753,3902	0,0000	0,750	OK
				M	13930,67	568,4155	0,0000	0,010	
				N	206,09	730,1183	0,0000	0,780	
16	235,95	575,0100	0,0000	P	315,18	768,0898	0,0000	0,750	OK
				M	13911,07	574,4968	0,0000	0,020	
				N	235,95	740,5217	0,0000	0,780	
17	268,68	590,5400	0,0000	P	355,90	782,2363	0,0000	0,750	OK
				M	13861,07	590,0100	0,0000	0,020	
				N	268,68	751,9168	0,0000	0,780	
18	135,88	422,9200	0,0000	P	238,17	741,2952	0,0000	0,570	OK
				M	14400,27	422,4530	0,0000	0,010	
				N	135,88	705,6305	0,0000	0,600	
19	165,73	429,0000	0,0000	P	293,86	760,6782	0,0000	0,560	OK
				M	14380,72	428,5401	0,0000	0,010	
				N	165,73	716,0459	0,0000	0,600	
20	198,46	444,5300	0,0000	P	348,01	779,4958	0,0000	0,570	OK
				M	14331,08	443,9911	0,0000	0,010	
				N	198,46	727,4589	0,0000	0,610	
21	217,99	590,5100	0,0000	P	278,89	755,4680	0,0000	0,780	OK
				M	13861,17	589,9801	0,0000	0,020	
				N	217,99	734,2652	0,0000	0,800	
22	147,78	444,5000	0,0000	P	247,54	744,5571	0,0000	0,600	OK
				M	14331,17	443,9610	0,0000	0,010	
				N	147,78	709,7834	0,0000	0,630	
23	283,65	489,7000	0,0000	P	477,51	824,3894	0,0000	0,590	OK
				M	14185,81	489,1701	0,0000	0,020	
				N	283,65	757,1257	0,0000	0,650	
24	224,29	322,8800	0,0000	P	602,68	867,5957	0,0000	0,370	OK
				M	14720,99	322,4327	0,0000	0,010	
				N	224,29	736,4601	0,0000	0,440	
25	206,12	494,1600	0,0000	P	321,26	770,2040	0,0000	0,640	OK
				M	14170,40	493,9614	0,0000	0,010	
				N	206,12	730,1288	0,0000	0,680	
26	224,07	505,4700	0,0000	P	345,10	778,4850	0,0000	0,650	OK
				M	14135,03	504,9527	0,0000	0,020	
				N	224,07	736,3835	0,0000	0,690	
27	146,28	449,7600	0,0000	P	241,47	742,4451	0,0000	0,610	OK
				M	14314,22	449,2365	0,0000	0,010	

				N	146,28	709,2600	0,0000	0,630	
28	165,10	423,3800	0,0000	P	297,07	761,7923	0,0000	0,560	OK
				M	14398,79	422,9135	0,0000	0,010	
				N	165,10	715,8261	0,0000	0,590	
29	287,12	536,9100	0,0000	P	432,53	808,8144	0,0000	0,660	OK
				M	14033,87	536,3776	0,0000	0,020	
				N	287,12	758,3329	0,0000	0,710	
30	156,10	396,8800	0,0000	P	300,03	762,8237	0,0000	0,520	OK
				M	14483,93	396,3946	0,0000	0,010	
				N	156,10	712,6865	0,0000	0,560	
31	189,43	410,4900	0,0000	P	361,95	784,3383	0,0000	0,520	OK
				M	14440,22	410,0119	0,0000	0,010	
				N	189,43	724,3109	0,0000	0,570	
32	200,16	370,4800	0,0000	P	438,01	810,7131	0,0000	0,460	OK
				M	14568,62	369,9934	0,0000	0,010	
				N	200,16	728,0515	0,0000	0,510	
33	287,12	536,9100	0,0000	P	432,53	808,8144	0,0000	0,660	OK
				M	14033,87	536,3776	0,0000	0,020	
				N	287,12	758,3329	0,0000	0,710	
75	183,47	323,6900	0,0000	P	464,77	819,9805	0,0000	0,390	OK
				M	14718,40	323,2415	0,0000	0,010	
				N	183,47	722,2328	0,0000	0,450	
76	313,53	616,6100	0,0000	P	406,71	799,8681	0,0000	0,770	OK
				M	13777,05	616,0677	0,0000	0,020	
				N	313,53	767,5168	0,0000	0,800	
77	163,08	268,7600	0,0000	P	506,26	834,3297	0,0000	0,320	OK
				M	14894,01	268,3139	0,0000	0,010	
				N	163,08	715,1215	0,0000	0,380	
78	333,92	671,5500	0,0000	P	395,85	796,1021	0,0000	0,840	OK
				M	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	
				N	333,92	774,6030	0,0000	0,870	
79	344,43	635,8400	0,0000	P	439,42	811,2043	0,0000	0,780	OK
				M	13715,02	635,3008	0,0000	0,020	
				N	344,43	778,2541	0,0000	0,820	

Riepilogo combinazioni maggiormente gravose:

<b>Cmb.</b>	<b>N</b>	<b>Mx</b>	<b>My</b>	<b>Tipo</b>	<b>Nu</b>	<b>Mxu</b>	<b>Myu</b>	<b>Sd/Su</b>	<b>Verif.</b>
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
78	333,92	671,5500	0,0000	P	395,85	796,1021	0,0000	0,840	OK
1	-17,95	258,1600	0,0000	M	-1132,94	258,1459	0,0000	0,020	OK

78 333,92 671,5500 0,0000 N 333,92 774,6030 0,0000 0,870 OK

**Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:**

Valori limite:

CLS:  $\sigma_{cL} = 17,40$  kN/m (verifica Ok per  $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$ )

Acciaio:  $\sigma_{aL} = 360,00$  kN/m (verifica Ok per  $\sigma_a/\sigma_{aL} < 1$ )

	<b>Cmb</b>	<b>Mx</b>	<b>My</b>	<b>N</b>	<b><math>\sigma_c</math></b>	<b><math>\sigma_c/\sigma_{cL}</math></b>	<b><math>\sigma_a</math></b>	<b><math>\sigma_a/\sigma_{aL}</math></b>
n. e stato		kN m	kN m	kN	kN/mq		kN/mq	
46	OK	198,6100	0,0000	1,49	-2,58	0,15	124,44	0,35
47	OK	187,9700	0,0000	15,82	-2,45	0,14	114,72	0,32
48	OK	184,9400	0,0000	14,49	-2,41	0,14	113,10	0,31
49	OK	176,9600	0,0000	25,24	-2,32	0,13	105,81	0,29
50	OK	358,7800	0,0000	128,04	-4,75	0,27	198,45	0,55
51	OK	363,3000	0,0000	150,21	-4,82	0,28	196,69	0,55
52	OK	374,8300	0,0000	174,51	-4,98	0,29	198,91	0,55
53	OK	232,7200	0,0000	68,52	-3,07	0,18	131,74	0,37
54	OK	237,2400	0,0000	90,69	-3,14	0,18	129,97	0,36
55	OK	248,7700	0,0000	115,00	-3,30	0,19	132,18	0,37
56	OK	168,6500	0,0000	-9,63	-2,18	0,13	108,00	0,30
57	OK	158,0000	0,0000	4,70	-2,05	0,12	98,25	0,27
58	OK	135,0000	0,0000	-4,04	-1,75	0,10	85,66	0,24
59	OK	127,0100	0,0000	6,70	-1,65	0,10	78,36	0,22
60	OK	418,7100	0,0000	150,28	-5,54	0,32	231,42	0,64
61	OK	423,2300	0,0000	172,45	-5,61	0,32	229,66	0,64
62	OK	434,7600	0,0000	196,76	-5,77	0,33	231,87	0,64
63	OK	312,6300	0,0000	98,18	-4,13	0,24	175,70	0,49
64	OK	317,1500	0,0000	120,35	-4,20	0,24	173,93	0,48
65	OK	328,6800	0,0000	144,66	-4,36	0,25	176,14	0,49
66	OK	434,7400	0,0000	159,12	-5,75	0,33	239,64	0,67
67	OK	328,6500	0,0000	107,02	-4,34	0,25	183,91	0,51
68	OK	392,1000	0,0000	211,93	-5,22	0,30	202,05	0,56
69	OK	268,6800	0,0000	168,88	-3,58	0,21	133,64	0,37

**Verifiche stato limite di esercizio per c. c. frequenti:**

Valori limite:

Fessure:  $WkL = 0,40$  mm (verifica Ok per  $Wk/WkL < 1$ )

	<b>Cmb</b>	<b>Mx</b>	<b>My</b>	<b>N</b>	<b>Wk</b>	<b>Wk/WkL</b>
n. e stato		kN m	kN m	kN	mm	
34	OK	226,5800	0,0000	66,07	0.22	0,56
35	OK	241,3200	0,0000	97,58	0.23	0,57
36	OK	234,0400	0,0000	76,75	0.23	0,57
37	OK	238,5600	0,0000	98,92	0.22	0,56
38	OK	250,0900	0,0000	123,23	0.23	0,57
39	OK	166,6500	0,0000	43,82	0.17	0,41
40	OK	158,6600	0,0000	54,57	0.15	0,38
41	OK	293,9700	0,0000	99,00	0.28	0,71
42	OK	298,4900	0,0000	121,17	0.28	0,70
43	OK	310,0200	0,0000	145,47	0.29	0,71
44	OK	364,6000	0,0000	150,95	0.34	0,86
45	OK	267,3600	0,0000	160,65	0.23	0,58

#### Verifiche stato limite di esercizio per c. c. quasi permanenti:

Valori limite:

CLS:  $\sigma cL = 13,05$  kN/m (verifica Ok per  $\sigma c/\sigma cL < 1$ )

Fessure:  $WkL = 0,30$  mm (verifica Ok per  $Wk/WkL < 1$ )

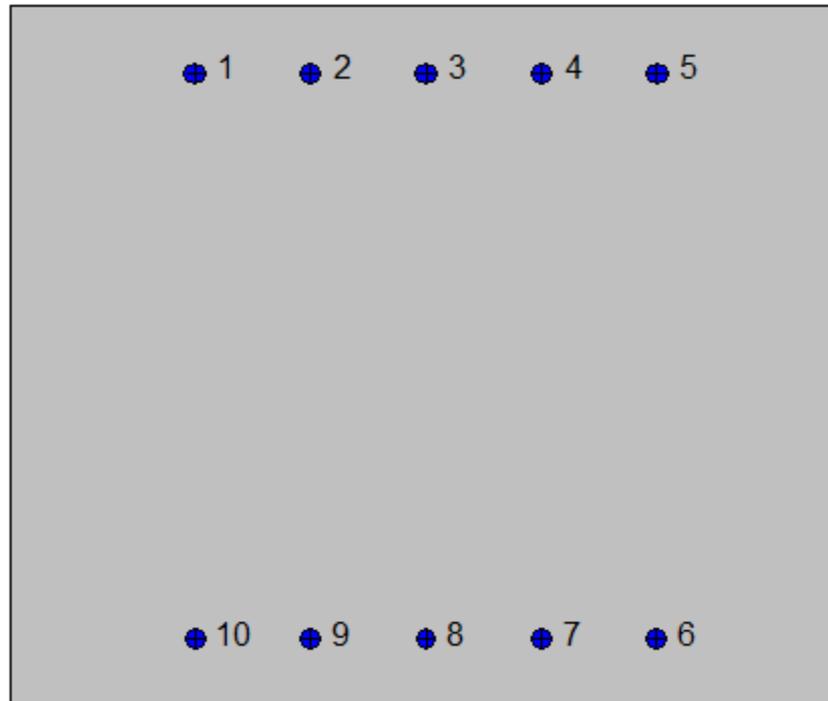
	<b>Cmb</b>	<b>Mx</b>	<b>My</b>	<b>N</b>	<b><math>\sigma c</math></b>	<b><math>\sigma c/\sigma cL</math></b>	<b>Wk</b>	<b>Wk/WkL</b>
n. e stato		kN m	kN m	kN	kN/mq		mm	
70	OK	181,2700	0,0000	78,32	-2,40	0,18	0.17	0,56
71	OK	179,1700	0,0000	83,78	-2,38	0,18	0.16	0,55
72	OK	126,3300	0,0000	57,93	-1,68	0,13	0.12	0,39
73	OK	234,1000	0,0000	104,17	-3,11	0,24	0.22	0,72
74	OK	212,4300	0,0000	115,48	-2,83	0,22	0.19	0,63

#### **7.5.4. Soletta di fondazione: mezzeria (Asta 15)**



**Geometria della sezione:**

Vert.	X	Y
n.	cm	cm
1	0,0	85,0
2	100,0	85,0
3	100,0	0,0
4	0,0	0,0



**Armature:**

Pos.	X	Y	Area	Pretens.
n.	cm	cm	cmq	(s/n)
1	22,1	76,8	5,3	no
2	36,1	76,8	5,3	no
3	50,0	76,8	5,3	no
4	63,9	76,8	5,3	no
5	77,9	76,8	5,3	no
6	77,9	8,2	4,5	no
7	63,9	8,2	4,5	no
8	50,0	8,2	4,5	no
9	36,1	8,2	4,5	no
10	22,1	8,2	4,5	no

**Normativa di riferimento:**

D.M. 14/01/2008 - 'Norme tecniche per le costruzioni'

**Note:**

Verifiche SLE per ambiente ordinario

**Materiali:**

**Calcestruzzo classe: C28/35**

Rck (resistenza caratteristica cubica a compressione) = 350 daN/cm<sup>2</sup>

fck (resistenza caratteristica cilindrica a compressione) = 290 daN/cm<sup>2</sup>

fctm (resistenza a trazione media) = 28 daN/cm<sup>2</sup>

G (modulo di elasticità tangenziale) = 145424 daN/cm<sup>2</sup>

E (modulo elastico istantaneo iniziale) = 325750 daN/cm<sup>2</sup>

C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.12

Coefficiente di dilatazione termica = 0.000050

Peso specifico del calcestruzzo armato = 2500 daN/mc

**Barre d'acciaio ad aderenza migliorata tipo: B450C**

fyk (tensione caratteristica di snervamento) = 4500 daN/cm<sup>2</sup>

fkt (tensione caratteristica di rottura) = 5400 daN/cm<sup>2</sup>

εuk (deformazione di rottura) = 0.075

G (modulo di elasticità tangenziale) = 793100 daN/cm<sup>2</sup>

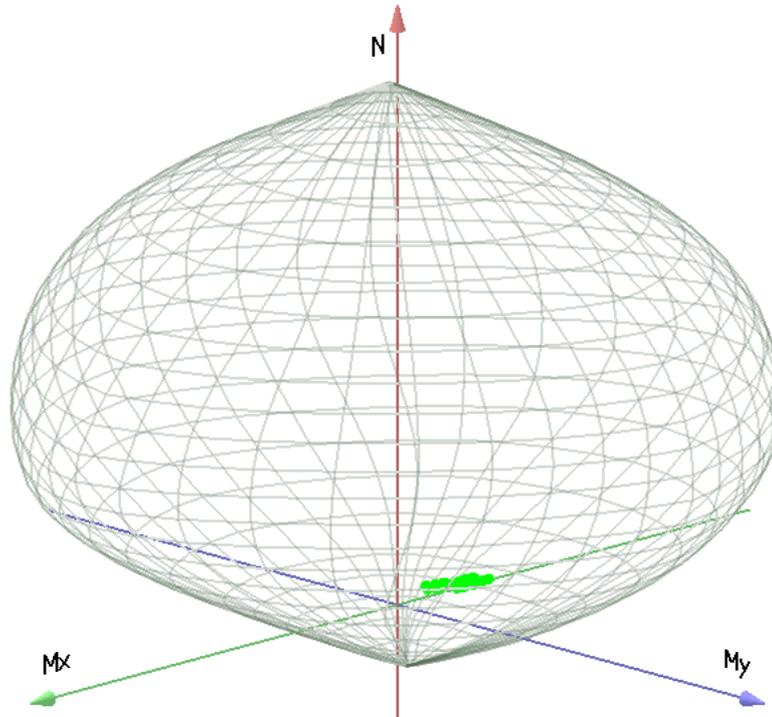
E (modulo elastico) = 2060000 daN/cm<sup>2</sup>

C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.30

Coefficiente di dilatazione termica = 0.000012

Peso specifico = 7850 daN/mc

Dominio SLU:



**Caratteristiche limite della sezione:**

Nu	Mxu	Myu	Stato Sez.
kN	kN m	kN m	
-1923,88	-52,7070	0,0000	Completamente tesa
15892,21	52,7070	0,0010	Completamente compressa
0,00	658,2821	0,0000	Fibre inferiori tese
0,00	-764,5437	0,0000	Fibre superiori tese
0,00	0,0000	811,9062	Fibre di sinistra tese
0,00	0,0000	-811,9062	Fibre di destra tese

**Verifiche stato limite ultimo:**

Per ogni combinazione di carico saranno svolte le verifiche:

Verifica per Mxu, Myu e Nu proporzionali (sigla verifica: P)

e in caso di verifica proporzionale positiva:

Verifica con rapporto Mxu, Myu assegnato (sigla verifica: M)

Verifica con Nu costante (sigla verifica: N)

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
------	---	----	----	------	----	-----	-----	-------	--------



	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	-17,65	-496,4800	0,0000	P	-26,85	-755,1738	0,0000	0,660	OK
				M	-764,54	-496,5188	0,0000	0,020	
				N	-17,65	-758,3841	0,0000	0,650	
2	1,36	-426,0400	0,0000	P	2,44	-765,3956	0,0000	0,560	OK
				M	14382,40	-425,5029	0,0000	0,000	
				N	1,36	-765,0179	0,0000	0,560	
3	-1,56	-438,7300	0,0000	P	-2,72	-763,5963	0,0000	0,570	OK
				M	-928,46	-438,9053	0,0000	0,000	
				N	-1,56	-763,9993	0,0000	0,570	
4	12,67	-386,0400	0,0000	P	25,38	-773,3977	0,0000	0,500	OK
				M	14510,59	-385,4646	0,0000	0,000	
				N	12,66	-768,9608	0,0000	0,500	
5	176,01	-500,6700	0,0000	P	306,20	-870,9875	0,0000	0,570	OK
				M	14143,21	-500,0949	0,0000	0,010	
				N	176,01	-825,8349	0,0000	0,610	
6	205,33	-446,2400	0,0000	P	418,65	-909,8385	0,0000	0,490	OK
				M	14317,48	-445,7625	0,0000	0,010	
				N	205,33	-836,0190	0,0000	0,530	
7	237,45	-379,8100	0,0000	P	609,87	-975,5157	0,0000	0,390	OK
				M	14530,19	-379,3398	0,0000	0,020	
				N	237,45	-847,1660	0,0000	0,450	
8	98,45	-501,5400	0,0000	P	161,09	-820,6494	0,0000	0,610	OK
				M	14140,43	-500,9618	0,0000	0,010	
				N	98,45	-798,8575	0,0000	0,630	
9	127,77	-447,1200	0,0000	P	242,60	-848,9517	0,0000	0,530	OK
				M	14314,37	-446,7314	0,0000	0,010	
				N	127,77	-809,0620	0,0000	0,550	
10	159,89	-380,6800	0,0000	P	375,96	-895,1070	0,0000	0,420	OK
				M	14527,78	-380,0941	0,0000	0,010	
				N	159,89	-820,2323	0,0000	0,460	
11	35,49	-594,7700	0,0000	P	46,59	-780,7913	0,0000	0,760	OK
				M	13840,82	-594,2237	0,0000	0,000	
				N	35,49	-776,9218	0,0000	0,760	
12	54,51	-524,3300	0,0000	P	82,47	-793,2936	0,0000	0,660	OK
				M	14067,05	-523,8176	0,0000	0,000	
				N	54,51	-783,5518	0,0000	0,670	
13	42,83	-559,4800	0,0000	P	60,13	-785,5114	0,0000	0,710	OK
				M	13954,25	-558,9332	0,0000	0,000	
				N	42,83	-779,4807	0,0000	0,720	

14	57,06	-506,7800	0,0000	P	89,60	-795,7756	0,0000	0,640	OK
				M	14123,67	-506,1838	0,0000	0,000	
				N	57,06	-784,4404	0,0000	0,650	
15	202,26	-433,3000	0,0000	P	425,87	-912,3267	0,0000	0,470	OK
				M	14359,29	-432,7146	0,0000	0,010	
				N	202,26	-834,9530	0,0000	0,520	
16	231,58	-378,8700	0,0000	P	592,68	-969,6317	0,0000	0,390	OK
				M	14533,20	-378,3987	0,0000	0,020	
				N	231,58	-845,1296	0,0000	0,450	
17	263,70	-312,4400	0,0000	P	909,00	-1077,0140	0,0000	0,290	OK
				M	14745,56	-311,9501	0,0000	0,020	
				N	263,70	-856,2681	0,0000	0,360	
18	133,44	-411,7200	0,0000	P	279,27	-861,6629	0,0000	0,480	OK
				M	14428,16	-411,2175	0,0000	0,010	
				N	133,44	-811,0345	0,0000	0,510	
19	162,77	-357,2900	0,0000	P	413,72	-908,1393	0,0000	0,390	OK
				M	14602,28	-356,8007	0,0000	0,010	
				N	162,77	-821,2335	0,0000	0,430	
20	194,88	-290,8600	0,0000	P	666,59	-994,8851	0,0000	0,290	OK
				M	14814,36	-290,3863	0,0000	0,010	
				N	194,88	-832,3902	0,0000	0,350	
21	213,96	-425,6300	0,0000	P	465,48	-925,9703	0,0000	0,460	OK
				M	14383,72	-425,0896	0,0000	0,010	
				N	213,96	-839,0150	0,0000	0,510	
22	145,15	-404,0500	0,0000	P	313,84	-873,6345	0,0000	0,460	OK
				M	14452,80	-403,5211	0,0000	0,010	
				N	145,15	-815,1073	0,0000	0,500	
23	278,42	-198,4700	0,0000	P	2003,15	-1427,9320	0,0000	0,140	OK
				M	15108,24	-198,0329	0,0000	0,020	
				N	278,42	-861,3691	0,0000	0,230	
24	220,28	-196,3800	0,0000	P	1384,26	-1234,0700	0,0000	0,160	OK
				M	15114,96	-195,9155	0,0000	0,010	
				N	220,28	-841,2086	0,0000	0,230	
25	202,28	-490,7800	0,0000	P	367,76	-892,2769	0,0000	0,550	OK
				M	14174,82	-490,2452	0,0000	0,010	
				N	202,28	-834,9600	0,0000	0,590	
26	219,90	-444,0200	0,0000	P	457,17	-923,1106	0,0000	0,480	OK
				M	14324,78	-443,4834	0,0000	0,010	
				N	219,90	-841,0767	0,0000	0,530	
27	143,67	-478,7100	0,0000	P	256,20	-853,6691	0,0000	0,560	OK

				M	14213,71	-478,1244	0,0000	0,010	
				N	143,67	-814,5927	0,0000	0,590	
28	162,14	-416,7900	0,0000	P	343,91	-884,0337	0,0000	0,470	OK
				M	14411,85	-416,3078	0,0000	0,010	
				N	162,14	-821,0145	0,0000	0,510	
29	281,83	-290,1800	0,0000	P	1111,82	-1144,7560	0,0000	0,250	OK
				M	14816,53	-289,7070	0,0000	0,020	
				N	281,83	-862,5504	0,0000	0,340	
30	153,27	-398,8300	0,0000	P	339,09	-882,3694	0,0000	0,450	OK
				M	14469,56	-398,2856	0,0000	0,010	
				N	153,27	-817,9308	0,0000	0,490	
31	186,01	-342,4900	0,0000	P	511,50	-941,7950	0,0000	0,360	OK
				M	14649,60	-341,9953	0,0000	0,010	
				N	186,01	-829,3092	0,0000	0,410	
32	196,59	-272,1900	0,0000	P	735,51	-1018,3490	0,0000	0,270	OK
				M	14873,80	-271,7396	0,0000	0,010	
				N	196,59	-832,9841	0,0000	0,330	
33	281,83	-290,1800	0,0000	P	1111,82	-1144,7560	0,0000	0,250	OK
				M	14816,53	-289,7070	0,0000	0,020	
				N	281,83	-862,5504	0,0000	0,340	
75	180,22	-251,0900	0,0000	P	729,44	-1016,2880	0,0000	0,250	OK
				M	14941,20	-250,5806	0,0000	0,010	
				N	180,22	-827,2977	0,0000	0,300	
76	307,26	-242,3600	0,0000	P	1686,91	-1330,6000	0,0000	0,180	OK
				M	14968,89	-241,8808	0,0000	0,020	
				N	307,26	-871,3563	0,0000	0,280	
77	160,17	-302,5500	0,0000	P	495,72	-936,3712	0,0000	0,320	OK
				M	14777,10	-302,0662	0,0000	0,010	
				N	160,17	-820,3297	0,0000	0,370	
78	327,31	-190,9000	0,0000	P	2827,17	-1648,9180	0,0000	0,120	OK
				M	15132,49	-190,3935	0,0000	0,020	
				N	327,31	-878,2941	0,0000	0,220	
79	337,65	-183,4600	0,0000	P	3184,20	-1730,1150	0,0000	0,110	OK
				M	15156,02	-182,9737	0,0000	0,020	
				N	337,65	-881,8702	0,0000	0,210	

Riepilogo combinazioni maggiormente gravose:

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
11	35,49	-594,7700	0,0000	P	46,59	-780,7913	0,0000	0,760	OK

1	-17,65	-496,4800	0,0000	M	-764,54	-496,5188	0,0000	0,020	OK
11	35,49	-594,7700	0,0000	N	35,49	-776,9218	0,0000	0,760	OK

**Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:**

Valori limite:

CLS:  $\sigma_{cL} = 17,40$  kN/m (verifica Ok per  $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$ )

Acciaio:  $\sigma_{aL} = 360,00$  kN/m (verifica Ok per  $\sigma_a/\sigma_{aL} < 1$ )

	<b>Cmb</b>	<b>Mx</b>	<b>My</b>	<b>N</b>	<b><math>\sigma_c</math></b>	<b><math>\sigma_c/\sigma_{cL}</math></b>	<b><math>\sigma_a</math></b>	<b><math>\sigma_a/\sigma_{aL}</math></b>
n. e stato	kN m		kN m	kN	kN/mq		kN/mq	
46	OK	-360,8500	0,0000	1,47	-4,40	0,25	193,87	0,54
47	OK	-308,6700	0,0000	15,55	-3,78	0,22	163,28	0,45
48	OK	-318,2400	0,0000	14,25	-3,89	0,22	168,66	0,47
49	OK	-279,1100	0,0000	24,82	-3,43	0,20	145,72	0,40
50	OK	-369,5000	0,0000	125,64	-4,60	0,26	176,51	0,49
51	OK	-329,0800	0,0000	147,42	-4,12	0,24	151,01	0,42
52	OK	-279,7500	0,0000	171,26	-3,53	0,20	120,48	0,33
53	OK	-370,2800	0,0000	67,29	-4,57	0,26	187,20	0,52
54	OK	-329,8700	0,0000	89,06	-4,10	0,24	161,63	0,45
55	OK	-280,5300	0,0000	112,91	-3,51	0,20	130,95	0,36
56	OK	-388,9200	0,0000	-9,47	-4,73	0,27	210,94	0,59
57	OK	-336,7400	0,0000	4,62	-4,11	0,24	180,34	0,50
58	OK	-365,0300	0,0000	-3,98	-4,45	0,26	197,10	0,55
59	OK	-325,8900	0,0000	6,59	-3,98	0,23	174,15	0,48
60	OK	-313,3500	0,0000	147,51	-3,93	0,23	142,56	0,40
61	OK	-272,9400	0,0000	169,29	-3,44	0,20	117,17	0,33
62	OK	-223,6100	0,0000	193,14	-2,84	0,16	86,85	0,24
63	OK	-295,4300	0,0000	96,45	-3,68	0,21	141,82	0,39
64	OK	-255,0100	0,0000	118,23	-3,20	0,18	116,33	0,32
65	OK	-205,6800	0,0000	142,07	-2,60	0,15	85,84	0,24
66	OK	-307,6600	0,0000	156,21	-3,86	0,22	138,01	0,38
67	OK	-289,7300	0,0000	105,14	-3,61	0,21	137,24	0,38
68	OK	-209,7300	0,0000	208,06	-2,67	0,15	77,04	0,21
69	OK	-208,0500	0,0000	165,89	-2,64	0,15	83,10	0,23

**Verifiche stato limite di esercizio per c. c. frequenti:**

Valori limite:

Fessure:  $WkL = 0,40$  mm (verifica Ok per  $Wk/WkL < 1$ )

	<b>Cmb</b>	<b>Mx</b>	<b>My</b>	<b>N</b>	<b>Wk</b>	<b>Wk/WkL</b>
n. e stato		kN m	kN m	kN	mm	
34	OK	-342,3800	0,0000	64,97	0.28	0,71
35	OK	-300,9200	0,0000	95,91	0.24	0,60
36	OK	-369,0400	0,0000	75,38	0.30	0,76
37	OK	-328,6300	0,0000	97,16	0.26	0,66
38	OK	-279,3000	0,0000	121,00	0.21	0,53
39	OK	-398,5200	0,0000	43,09	0.34	0,85
40	OK	-359,3900	0,0000	53,66	0.30	0,76
41	OK	-312,9000	0,0000	97,25	0.25	0,62
42	OK	-272,4900	0,0000	119,03	0.21	0,52
43	OK	-223,1600	0,0000	142,88	0.16	0,39
44	OK	-302,2900	0,0000	148,24	0.22	0,56
45	OK	-209,2800	0,0000	157,80	0.14	0,35

**Verifiche stato limite di esercizio per c. c. quasi permanenti:**

Valori limite:

CLS:  $\sigma cL = 13,05$  kN/m (verifica Ok per  $\sigma c/\sigma cL < 1$ )

Fessure:  $WkL = 0,30$  mm (verifica Ok per  $Wk/WkL < 1$ )

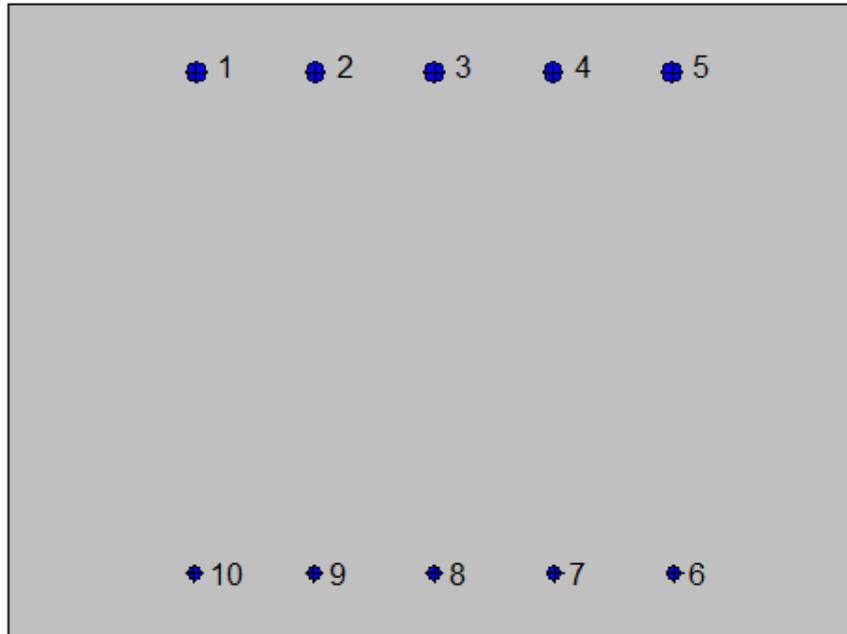
	<b>Cmb</b>	<b>Mx</b>	<b>My</b>	<b>N</b>	<b><math>\sigma c</math></b>	<b><math>\sigma c/\sigma cL</math></b>	<b>Wk</b>	<b>Wk/WkL</b>
n. e stato		kN m	kN m	kN	kN/mq		mm	
70	OK	-218,5800	0,0000	77,01	-2,73	0,21	0.17	0,57
71	OK	-245,6800	0,0000	82,31	-3,06	0,23	0.19	0,64
72	OK	-270,0400	0,0000	56,96	-3,34	0,26	0.22	0,74
73	OK	-194,2100	0,0000	102,36	-2,44	0,19	0.14	0,47
74	OK	-214,5200	0,0000	113,48	-2,70	0,21	0.16	0,52

**7.5.5. Piedritto: attacco soletta di fondazione (Asta 2)**



**Geometria della sezione:**

Vert.	X	Y
n.	cm	cm
1	0,0	75,0
2	100,0	75,0
3	100,0	0,0
4	0,0	0,0



**Armature:**

Pos.	X	Y	Area	Pretens.
n.	cm	cm	cmq	(s/n)
1	22,1	66,8	4,5	no
2	36,1	66,8	4,5	no
3	50,0	66,8	4,5	no
4	63,9	66,8	4,5	no
5	77,9	66,8	4,5	no
6	78,1	7,8	2,0	no
7	64,1	7,8	2,0	no
8	50,0	7,8	2,0	no
9	35,9	7,8	2,0	no
10	21,9	7,8	2,0	no

**Normativa di riferimento:**

D.M. 14/01/2008 - 'Norme tecniche per le costruzioni'

**Note:**

Verifiche SLE per ambiente ordinario

**Materiali:**

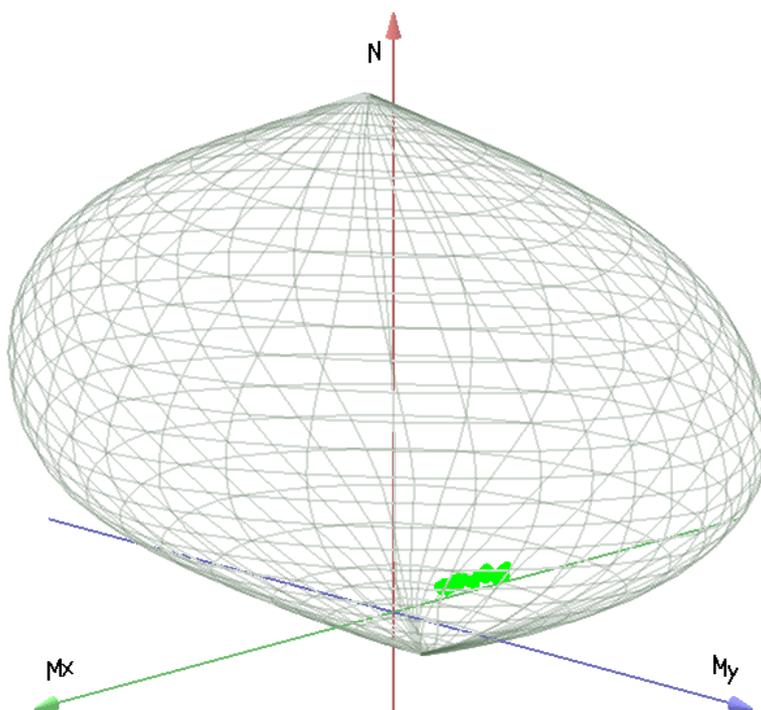
**Calcestruzzo classe: C28/35**

$R_{ck}$  (resistenza caratteristica cubica a compressione) = 350 daN/cm<sup>2</sup>  
 $f_{ck}$  (resistenza caratteristica cilindrica a compressione) = 290 daN/cm<sup>2</sup>  
 $f_{ctm}$  (resistenza a trazione media) = 28 daN/cm<sup>2</sup>  
G (modulo di elasticità tangenziale) = 145424 daN/cm<sup>2</sup>  
E (modulo elastico istantaneo iniziale) = 325750 daN/cm<sup>2</sup>  
C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.12  
Coefficiente di dilatazione termica = 0.000050  
Peso specifico del calcestruzzo armato = 2500 daN/mc

**Barre d'acciaio ad aderenza migliorata tipo: B450C**

$f_{yk}$  (tensione caratteristica di snervamento) = 4500 daN/cm<sup>2</sup>  
 $f_{kt}$  (tensione caratteristica di rottura) = 5400 daN/cm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_{uk}$  (deformazione di rottura) = 0.075  
G (modulo di elasticità tangenziale) = 793100 daN/cm<sup>2</sup>  
E (modulo elastico) = 2060000 daN/cm<sup>2</sup>  
C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.30  
Coefficiente di dilatazione termica = 0.000012  
Peso specifico = 7850 daN/mc

Dominio SLU:



**Caratteristiche limite della sezione:**

Nu	Mxu	Myu	Stato Sez.
kN	kN m	kN m	
-1278,49	-142,5027	0,0000	Completamente tesa
13603,49	142,5027	0,0008	Completamente compressa
0,00	279,2500	0,0000	Fibre inferiori tese
0,00	-568,1152	0,0000	Fibre superiori tese
0,00	0,0000	543,7802	Fibre di sinistra tese
0,00	0,0000	-543,7802	Fibre di destra tese

**Verifiche stato limite ultimo:**

Per ogni combinazione di carico saranno svolte le verifiche:

Verifica per Mxu, Myu e Nu proporzionali (sigla verifica: P)

e in caso di verifica proporzionale positiva:

Verifica con rapporto Mxu, Myu assegnato (sigla verifica: M)

Verifica con Nu costante (sigla verifica: N)

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
------	---	----	----	------	----	-----	-----	-------	--------



	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	479,73	-316,8400	23,9900	P	1504,23	-993,4771	75,2226	0,320	OK
				M	11932,21	-316,5574	23,9686	0,040	
				N	479,73	-711,9459	53,9060	0,440	
2	429,76	-288,0700	21,4900	P	1469,08	-984,7303	73,4608	0,290	OK
				M	12038,11	-287,7906	21,4692	0,040	
				N	429,76	-697,1569	52,0079	0,410	
3	434,85	-285,4900	21,7400	P	1518,69	-997,0552	75,9255	0,290	OK
				M	12047,54	-285,2085	21,7186	0,040	
				N	434,85	-698,6260	53,2002	0,410	
4	397,46	-263,9700	19,8700	P	1490,90	-990,1697	74,5337	0,270	OK
				M	12126,29	-263,8068	19,8577	0,030	
				N	397,46	-687,5161	51,7519	0,380	
5	390,04	-488,0300	19,5000	P	597,42	-747,5079	29,8679	0,650	OK
				M	11304,50	-487,6082	19,4832	0,030	
				N	390,04	-686,0930	27,4139	0,710	
6	350,56	-477,6200	17,5300	P	535,30	-729,3161	26,7680	0,650	OK
				M	11343,01	-477,2126	17,5151	0,030	
				N	350,56	-674,3113	24,7491	0,710	
7	291,76	-474,0300	14,5900	P	429,66	-698,0812	21,4860	0,680	OK
				M	11356,55	-473,6375	14,5779	0,030	
				N	291,76	-656,6948	20,2122	0,720	
8	426,95	-347,1800	21,3500	P	1089,60	-886,0252	54,4866	0,390	OK
				M	11821,51	-346,8371	21,3289	0,040	
				N	426,95	-696,6644	42,8417	0,500	
9	387,48	-336,7800	19,3700	P	987,34	-858,1536	49,3570	0,390	OK
				M	11859,99	-336,4359	19,3502	0,030	
				N	387,48	-684,9778	39,3967	0,490	
10	328,68	-333,1800	16,4300	P	792,95	-803,8078	39,6379	0,410	OK
				M	11873,93	-332,7562	16,4091	0,030	
				N	328,68	-667,5116	32,9168	0,500	
11	479,73	-292,0700	23,9900	P	1715,35	-1044,3400	85,7799	0,280	OK
				M	12022,84	-291,8434	23,9714	0,040	
				N	479,73	-711,7471	58,4614	0,410	
12	429,76	-263,3000	21,4900	P	1697,92	-1040,2610	84,9039	0,250	OK
				M	12128,48	-263,1361	21,4766	0,030	
				N	429,76	-696,9515	56,8837	0,380	
13	434,85	-240,4200	21,7400	P	2007,15	-1109,7160	100,3462	0,220	OK
				M	12212,13	-240,2930	21,7285	0,040	
				N	434,85	-698,1837	63,1333	0,340	

14	397,46	-218,8900	19,8700	P	2020,01	-1112,4620	100,9851	0,200	OK
				M	12291,30	-218,7565	19,8579	0,030	
				N	397,46	-687,0529	62,3681	0,320	
15	390,04	-548,9500	19,5000	P	513,67	-722,9514	25,6809	0,760	OK
				M	11080,40	-548,5166	19,4846	0,030	
				N	390,04	-686,1678	24,3743	0,800	
16	350,56	-538,5500	17,5300	P	460,33	-707,1866	23,0192	0,760	OK
				M	11118,91	-538,1246	17,5162	0,030	
				N	350,56	-674,3762	21,9512	0,800	
17	291,76	-534,9500	14,5900	P	371,23	-680,6559	18,5639	0,790	OK
				M	11132,50	-534,5389	14,5788	0,030	
				N	291,76	-656,7433	17,9117	0,810	
18	426,95	-428,4200	21,3500	P	804,24	-807,0098	40,2167	0,530	OK
				M	11523,42	-427,9948	21,3288	0,040	
				N	426,95	-696,9273	34,7309	0,610	
19	387,48	-418,0100	19,3700	P	727,90	-785,2475	36,3873	0,530	OK
				M	11562,04	-417,5641	19,3493	0,030	
				N	387,48	-685,2098	31,7517	0,610	
20	328,68	-414,4200	16,4300	P	591,48	-745,7752	29,5668	0,560	OK
				M	11575,46	-414,0263	16,4144	0,030	
				N	328,68	-667,6852	26,4709	0,620	
21	445,97	-568,2500	22,3000	P	583,45	-743,4304	29,1747	0,760	OK
				M	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	
				N	445,97	-702,7988	27,5801	0,810	
22	482,88	-447,7100	24,1400	P	899,23	-833,7331	44,9539	0,540	OK
				M	11452,02	-447,3044	24,1181	0,040	
				N	482,88	-713,4575	38,4688	0,630	
23	170,42	-412,0900	8,5200	P	268,76	-649,8753	13,4362	0,630	OK
				M	11585,22	-411,6510	8,5109	0,010	
				N	170,42	-620,0293	12,8192	0,660	
24	207,33	-265,9900	10,3700	P	578,30	-741,9250	28,9250	0,360	OK
				M	12121,06	-265,6138	10,3553	0,020	
				N	207,33	-631,0027	24,6005	0,420	
25	334,11	-471,0900	16,7100	P	512,49	-722,6030	25,6314	0,650	OK
				M	11367,11	-470,6906	16,6958	0,030	
				N	334,11	-669,3865	23,7438	0,700	
26	350,56	-473,6800	17,5300	P	540,99	-730,9880	27,0525	0,650	OK
				M	11357,49	-473,2753	17,5150	0,030	
				N	350,56	-674,3063	24,9548	0,700	
27	546,59	-459,9900	27,3300	P	1035,33	-871,2969	51,7675	0,530	OK

				M	11406,47	-459,5621	27,3046	0,050	
				N	546,59	-732,1254	43,4987	0,630	
28	419,78	-416,5500	20,9900	P	816,87	-810,5865	40,8455	0,510	OK
				M	11567,00	-416,1491	20,9698	0,040	
				N	419,78	-694,7780	35,0099	0,600	
29	248,59	-467,9000	12,4300	P	359,81	-677,2398	17,9912	0,690	OK
				M	11379,67	-467,4296	12,4175	0,020	
				N	248,59	-643,6981	17,1002	0,730	
30	319,76	-385,8400	15,9900	P	626,51	-755,9783	31,3293	0,510	OK
				M	11680,47	-385,4618	15,9743	0,030	
				N	319,76	-664,9699	27,5577	0,580	
31	277,91	-381,5900	13,9000	P	530,03	-727,7666	26,5100	0,520	OK
				M	11696,39	-381,2061	13,8860	0,020	
				N	277,91	-652,4276	23,7657	0,580	
32	229,61	-330,1300	11,4800	P	500,02	-718,9265	25,0001	0,460	OK
				M	11885,81	-329,7071	11,4653	0,020	
				N	229,61	-637,8302	22,1800	0,520	
33	248,59	-467,9000	12,4300	P	359,81	-677,2398	17,9912	0,690	OK
				M	11379,67	-467,4296	12,4175	0,020	
				N	248,59	-643,6981	17,1002	0,730	
75	245,96	-287,6400	12,3000	P	653,01	-763,6678	32,6558	0,380	OK
				M	12041,50	-287,2426	12,2830	0,020	
				N	245,96	-642,6590	27,4813	0,450	
76	157,47	-526,7900	7,8700	P	186,86	-625,0967	9,3387	0,840	OK
				M	11163,56	-526,3261	7,8631	0,010	
				N	157,47	-616,1498	9,2050	0,850	
77	245,96	-241,1000	12,3000	P	831,00	-814,5779	41,5567	0,300	OK
				M	12211,68	-240,8140	12,2854	0,020	
				N	245,96	-642,5121	32,7785	0,370	
78	157,47	-573,3300	7,8700	P	170,31	-620,0736	8,5116	0,920	OK
				M	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	
				N	157,47	-616,1628	8,4580	0,930	
79	133,12	-529,9800	6,6600	P	154,55	-615,2841	7,7320	0,860	OK
				M	11151,92	-529,5284	6,6543	0,010	
				N	133,12	-608,7495	7,6499	0,870	

Riepilogo combinazioni maggiormente gravose:

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
78	157,47	-573,3300	7,8700	P	170,31	-620,0736	8,5116	0,920	OK

27	546,59	-459,9900	27,3300	M	11406,47	-459,5621	27,3046	0,050	OK
78	157,47	-573,3300	7,8700	N	157,47	-616,1628	8,4580	0,930	OK

### Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:

Valori limite:

CLS:  $\sigma_{cL} = 17,40$  kN/m (verifica Ok per  $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$ )

Acciaio:  $\sigma_{aL} = 360,00$  kN/m (verifica Ok per  $\sigma_a/\sigma_{aL} < 1$ )

	<b>Cmb</b>	<b>Mx</b>	<b>My</b>	<b>N</b>	<b><math>\sigma_c</math></b>	<b><math>\sigma_c/\sigma_{cL}</math></b>	<b><math>\sigma_a</math></b>	<b><math>\sigma_a/\sigma_{aL}</math></b>
n. e stato		kN m	kN m	kN	kN/mq		kN/mq	
46	OK	-236,4100	0,0000	355,36	-4,21	0,24	101,12	0,28
47	OK	-215,1000	0,0000	318,34	-3,83	0,22	92,91	0,26
48	OK	-213,1100	0,0000	322,35	-3,79	0,22	90,79	0,25
49	OK	-197,1200	0,0000	294,59	-3,51	0,20	84,63	0,24
50	OK	-353,8900	0,0000	290,52	-6,28	0,36	197,42	0,55
51	OK	-346,1600	0,0000	261,20	-6,13	0,35	197,69	0,55
52	OK	-343,4900	0,0000	217,54	-6,06	0,35	204,55	0,57
53	OK	-249,8000	0,0000	317,86	-4,45	0,26	117,51	0,33
54	OK	-242,0700	0,0000	288,55	-4,31	0,25	117,56	0,33
55	OK	-239,4000	0,0000	244,88	-4,26	0,24	124,05	0,34
56	OK	-211,0300	0,0000	355,36	-3,75	0,22	83,44	0,23
57	OK	-189,7200	0,0000	318,34	-3,37	0,19	75,21	0,21
58	OK	-170,8000	0,0000	322,35	-3,02	0,17	61,54	0,17
59	OK	-154,8100	0,0000	294,59	-2,74	0,16	55,37	0,15
60	OK	-404,6600	0,0000	290,52	-7,16	0,41	234,07	0,65
61	OK	-396,9300	0,0000	261,20	-7,01	0,40	234,39	0,65
62	OK	-394,2600	0,0000	217,54	-6,94	0,40	241,32	0,67
63	OK	-317,4900	0,0000	317,86	-5,65	0,32	165,85	0,46
64	OK	-309,7700	0,0000	288,55	-5,50	0,32	166,04	0,46
65	OK	-307,1000	0,0000	244,88	-5,44	0,31	172,76	0,48
66	OK	-418,9800	0,0000	332,05	-7,43	0,43	236,10	0,66
67	OK	-331,8200	0,0000	359,39	-5,90	0,34	168,07	0,47
68	OK	-340,9900	0,0000	185,48	-6,00	0,35	209,26	0,58
69	OK	-232,5300	0,0000	212,82	-4,13	0,24	125,38	0,35

**Verifiche stato limite di esercizio per c. c. frequenti:**

Valori limite:

Fessure:  $WkL = 0,40$  mm (verifica Ok per  $Wk/WkL < 1$ )

	<b>Cmb</b>	<b>Mx</b>	<b>My</b>	<b>N</b>	<b>Wk</b>	<b>Wk/WkL</b>
n. e stato		kN m	kN m	kN	mm	
34	OK	-242,0800	0,0000	322,35	0.17	0,43
35	OK	-241,1100	0,0000	291,77	0.18	0,45
36	OK	-247,6100	0,0000	317,86	0.18	0,45
37	OK	-239,8800	0,0000	288,55	0.18	0,45
38	OK	-237,2100	0,0000	244,88	0.19	0,48
39	OK	-191,3100	0,0000	322,35	0.11	0,28
40	OK	-175,3200	0,0000	294,59	0.10	0,26
41	OK	-298,3800	0,0000	317,86	0.24	0,60
42	OK	-290,6600	0,0000	288,55	0.24	0,60
43	OK	-287,9900	0,0000	244,88	0.25	0,63
44	OK	-351,1000	0,0000	352,09	0.29	0,72
45	OK	-234,7200	0,0000	212,82	0.20	0,50

**Verifiche stato limite di esercizio per c. c. quasi permanenti:**

Valori limite:

CLS:  $\sigma cL = 13,05$  kN/m (verifica Ok per  $\sigma c/\sigma cL < 1$ )

Fessure:  $WkL = 0,30$  mm (verifica Ok per  $Wk/WkL < 1$ )

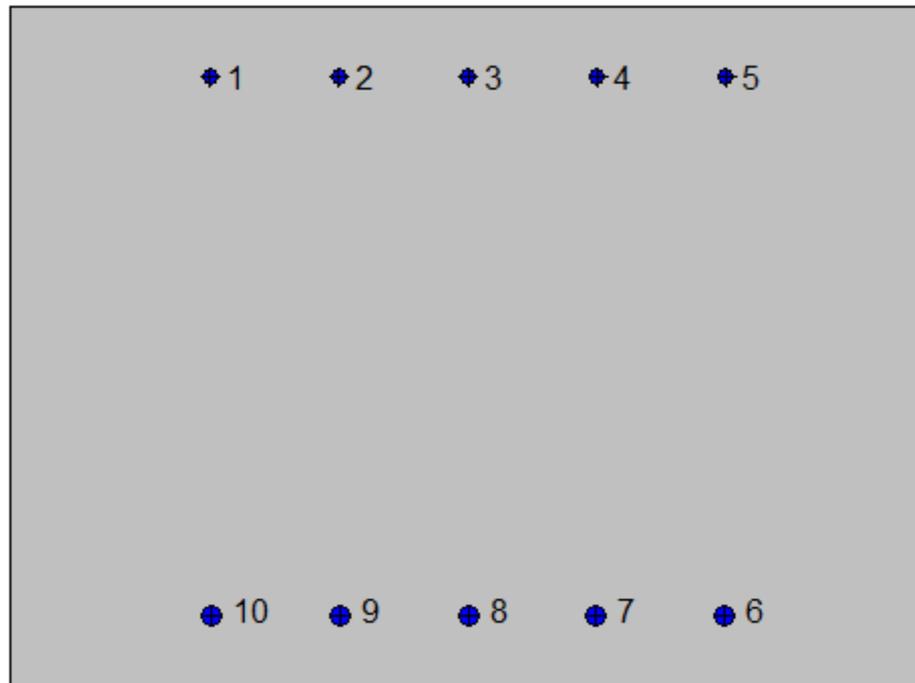
	<b>Cmb</b>	<b>Mx</b>	<b>My</b>	<b>N</b>	<b><math>\sigma c</math></b>	<b><math>\sigma c/\sigma cL</math></b>	<b>Wk</b>	<b>Wk/WkL</b>
n. e stato		kN m	kN m	kN	kN/mq		mm	
70	OK	-179,2700	0,0000	223,34	-3,19	0,24	0.13	0,44
71	OK	-176,9600	0,0000	220,12	-3,15	0,24	0.13	0,44
72	OK	-132,7300	0,0000	223,34	-2,36	0,18	0.08	0,26
73	OK	-223,5000	0,0000	220,12	-3,97	0,30	0.19	0,62
74	OK	-196,8700	0,0000	220,12	-3,50	0,27	0.15	0,51

**7.5.6. Piedritto: attacco soletta superiore (Asta 6)**



**Geometria della sezione:**

Vert.	X	Y
n.	cm	cm
1	0,0	75,0
2	100,0	75,0
3	100,0	0,0
4	0,0	0,0



**Armature:**

Pos.	X	Y	Area	Pretens.
n.	cm	cm	cmq	(s/n)
1	21,9	67,2	2,0	no
2	35,9	67,2	2,0	no
3	50,0	67,2	2,0	no
4	64,1	67,2	2,0	no
5	78,1	67,2	2,0	no
6	78,0	8,0	3,8	no
7	64,0	8,0	3,8	no
8	50,0	8,0	3,8	no
9	36,0	8,0	3,8	no
10	22,0	8,0	3,8	no

**Normativa di riferimento:**

D.M. 14/01/2008 - 'Norme tecniche per le costruzioni'

**Note:**

Verifiche SLE per ambiente ordinario

**Materiali:****Calcestruzzo classe: C28/35**

Rck (resistenza caratteristica cubica a compressione) = 350 daN/cm<sup>2</sup>

fck (resistenza caratteristica cilindrica a compressione) = 290 daN/cm<sup>2</sup>

fctm (resistenza a trazione media) = 28 daN/cm<sup>2</sup>

G (modulo di elasticità tangenziale) = 145424 daN/cm<sup>2</sup>

E (modulo elastico istantaneo iniziale) = 325750 daN/cm<sup>2</sup>

C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.12

Coefficiente di dilatazione termica = 0.000050

Peso specifico del calcestruzzo armato = 2500 daN/mc

**Barre d'acciaio ad aderenza migliorata tipo: FeB 44k**

fyk (tensione caratteristica di snervamento) = 4300 daN/cm<sup>2</sup>

fkt (tensione caratteristica di rottura) = 5400 daN/cm<sup>2</sup>

εuk (deformazione di rottura) = 0.120

G (modulo di elasticità tangenziale) = 793100 daN/cm<sup>2</sup>

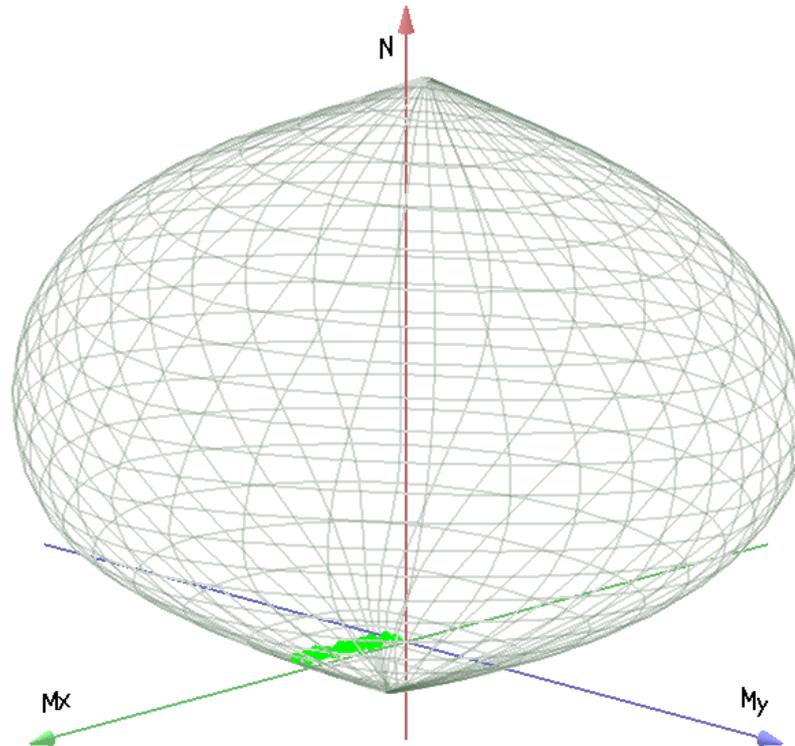
E (modulo elastico) = 2060000 daN/cm<sup>2</sup>

C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.30

Coefficiente di dilatazione termica = 0.000012

Peso specifico = 7850 daN/mc

Dominio SLU:



**Caratteristiche limite della sezione:**

Nu	Mxu	Myu	Stato Sez.
kN	kN m	kN m	
-1086,58	98,0096	0,0000	Completamente tesa
13411,58	-98,0096	0,0008	Completamente compressa
0,00	455,1514	0,0000	Fibre inferiori tese
0,00	-249,4709	0,0000	Fibre superiori tese
0,00	0,0000	473,5115	Fibre di sinistra tese
0,00	0,0000	-473,5115	Fibre di destra tese

**Verifiche stato limite ultimo:**

Per ogni combinazione di carico saranno svolte le verifiche:  
 Verifica per Mxu, Myu e Nu proporzionali (sigla verifica: P)  
 e in caso di verifica proporzionale positiva:  
 Verifica con rapporto Mxu, Myu assegnato (sigla verifica: M)  
 Verifica con Nu costante (sigla verifica: N)

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	378,48	292,2900	18,9200	P	974,28	752,4077	48,7035	0,390	OK
				M	11989,20	291,9860	18,9003	0,030	
				N	378,48	574,5478	37,1906	0,510	
2	328,51	185,8000	16,4300	P	1658,40	937,9656	82,9428	0,200	OK
				M	12379,27	185,6680	16,4183	0,030	
				N	328,51	558,6837	49,4035	0,330	
3	333,60	195,1900	16,6800	P	1560,00	912,7599	78,0001	0,210	OK
				M	12344,87	195,0543	16,6684	0,030	
				N	333,60	560,3142	47,8818	0,350	
4	296,21	115,5200	14,8100	P	3167,49	1235,3000	158,3690	0,090	OK
				M	12636,28	115,4264	14,7980	0,020	
				N	296,21	547,8884	70,2409	0,210	
5	378,41	557,1200	18,9200	P	393,66	579,5781	19,6827	0,960	OK
				M	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	
				N	378,41	574,8478	19,5220	0,970	
6	343,12	486,1800	17,1600	P	413,32	585,6505	20,6709	0,830	OK
				M	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	
				N	343,12	563,8633	19,9019	0,860	
7	296,37	464,9800	14,8200	P	363,44	570,2149	18,1741	0,810	OK
				M	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	
				N	296,37	549,2841	17,5070	0,850	
8	341,49	463,7100	17,0700	P	436,57	592,8127	21,8225	0,780	OK
				M	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	
				N	341,49	563,3436	20,7377	0,820	
9	306,20	392,7600	15,3100	P	470,22	603,1460	23,5110	0,650	OK
				M	11621,02	392,3583	15,2943	0,030	
				N	306,20	552,3089	21,5293	0,710	
10	259,46	371,5600	12,9700	P	407,76	583,9344	20,3833	0,640	OK
				M	11699,23	371,1698	12,9564	0,020	
				N	259,46	537,6817	18,7688	0,690	
11	378,48	338,3600	18,9200	P	778,01	695,5425	38,8925	0,490	OK
				M	11820,35	337,9746	18,8985	0,030	
				N	378,48	574,6564	32,1329	0,590	
12	328,51	231,8700	16,4300	P	1127,22	795,6169	56,3764	0,290	OK
				M	12210,65	231,7098	16,4187	0,030	
				N	328,51	558,9394	39,6057	0,410	
13	333,60	256,7000	16,6800	P	979,89	754,0104	48,9945	0,340	OK
				M	12120,16	256,3827	16,6594	0,030	

				N	333,60	560,6000	36,4270	0,460	
14	296,21	177,0300	14,8100	P	1501,47	897,3541	75,0710	0,200	OK
				M	12411,53	176,9257	14,8013	0,020	
				N	296,21	548,6847	45,9019	0,320	
15	378,41	510,7900	18,9200	P	439,95	593,8525	21,9967	0,860	OK
				M	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	
				N	378,41	574,8229	21,2918	0,890	
16	343,12	439,8500	17,1600	P	470,59	603,2608	23,5352	0,730	OK
				M	11447,48	439,4696	17,1452	0,030	
				N	343,12	563,8336	21,9970	0,780	
17	296,37	418,6500	14,8200	P	414,95	586,1525	20,7495	0,710	OK
				M	11525,83	418,2594	14,8062	0,030	
				N	296,37	549,2595	19,4435	0,760	
18	341,49	401,9400	17,0700	P	527,22	620,5480	26,3541	0,650	OK
				M	11587,04	401,5318	17,0527	0,030	
				N	341,49	563,2962	23,9226	0,710	
19	306,20	330,9900	15,3100	P	592,31	640,2592	29,6153	0,520	OK
				M	11847,89	330,6221	15,2930	0,030	
				N	306,20	552,2475	25,5443	0,600	
20	259,46	309,7900	12,9700	P	517,17	617,4885	25,8524	0,500	OK
				M	11926,23	309,3831	12,9530	0,020	
				N	259,46	537,6308	22,5090	0,580	
21	322,48	449,9600	16,1200	P	421,55	588,1871	21,0720	0,760	OK
				M	11410,49	449,5626	16,1058	0,030	
				N	322,48	557,4212	19,9698	0,810	
22	285,56	341,1000	14,2800	P	516,87	617,3971	25,8471	0,550	OK
				M	11810,93	340,7240	14,2643	0,020	
				N	285,56	545,8231	22,8506	0,620	
23	201,27	235,6200	10,0600	P	531,09	621,7233	26,5450	0,380	OK
				M	12198,48	235,2893	10,0459	0,020	
				N	201,27	519,2794	22,1711	0,450	
24	164,36	57,5800	8,2200	P	3733,36	1307,9020	186,7134	0,040	OK
				M	12848,56	57,4890	8,2070	0,010	
				N	164,36	506,2752	72,2748	0,110	
25	434,34	465,1100	21,7200	P	600,09	642,6060	30,0088	0,720	OK
				M	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	
				N	434,34	592,0291	27,6470	0,790	
26	343,12	422,7100	17,1600	P	495,98	611,0259	24,8047	0,690	OK
				M	11510,57	422,3197	17,1442	0,030	
				N	343,12	563,8203	22,8884	0,750	

27	311,62	348,5400	15,5800	P	565,09	632,0367	28,2525	0,550	OK
				M	11783,45	348,1537	15,5627	0,030	
				N	311,62	553,9557	24,7622	0,630	
28	338,50	332,0900	16,9300	P	679,15	666,2897	33,9676	0,500	OK
				M	11843,64	331,7167	16,9110	0,030	
				N	338,50	562,2838	28,6653	0,590	
29	253,19	277,4800	12,6600	P	581,14	636,8889	29,0580	0,440	OK
				M	12044,89	277,0676	12,6412	0,020	
				N	253,19	535,6293	24,4380	0,520	
30	318,59	480,2400	15,9300	P	382,12	576,0053	19,1066	0,830	OK
				M	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	
				N	318,59	556,2257	18,4505	0,860	
31	285,68	416,2600	14,2800	P	398,87	581,1878	19,9379	0,720	OK
				M	11534,69	415,8708	14,2667	0,020	
				N	285,68	545,9177	18,7280	0,760	
32	228,43	351,3300	11,4200	P	372,59	573,0522	18,6271	0,610	OK
				M	11773,74	350,9546	11,4078	0,020	
				N	228,43	527,9260	17,1603	0,660	
33	253,19	277,4800	12,6600	P	581,14	636,8889	29,0580	0,440	OK
				M	12044,89	277,0676	12,6412	0,020	
				N	253,19	535,6293	24,4380	0,520	
75	192,82	148,7000	9,6400	P	976,46	753,0308	48,8179	0,200	OK
				M	12515,98	148,5874	9,6327	0,010	
				N	192,82	516,4149	33,4784	0,290	
76	234,34	485,0300	11,7200	P	259,87	537,8766	12,9970	0,900	OK
				M	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	
				N	234,34	529,8370	12,8027	0,910	
77	192,82	184,0900	9,6400	P	706,36	674,3826	35,3145	0,270	OK
				M	12386,68	183,9318	9,6317	0,020	
				N	192,82	516,5305	27,0485	0,360	
78	234,34	449,6400	11,7200	P	284,32	545,5446	14,2198	0,820	OK
				M	11412,47	449,1846	11,7081	0,020	
				N	234,34	529,8270	13,8101	0,850	
79	218,44	364,0600	10,9200	P	337,25	562,0718	16,8594	0,650	OK
				M	11727,04	363,6798	10,9086	0,020	
				N	218,44	524,7883	15,7411	0,690	

Riepilogo combinazioni maggiormente gravose:

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		

5	378,41	557,1200	18,9200	P	393,66	579,5781	19,6827	0,960	OK
1	378,48	292,2900	18,9200	M	11989,20	291,9860	18,9003	0,030	OK
5	378,41	557,1200	18,9200	N	378,41	574,8478	19,5220	0,970	OK

### Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:

Valori limite:

CLS:  $\sigma_{cL} = 17,40$  kN/m (verifica Ok per  $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$ )

Acciaio:  $\sigma_{aL} = 344,00$  kN/m (verifica Ok per  $\sigma_a/\sigma_{aL} < 1$ )

	<b>Cmb</b>	<b>Mx</b>	<b>My</b>	<b>N</b>	<b><math>\sigma_c</math></b>	<b><math>\sigma_c/\sigma_{cL}</math></b>	<b><math>\sigma_a</math></b>	<b><math>\sigma_a/\sigma_{aL}</math></b>
n. e stato		kN m	kN m	kN	kN/mq		kN/mq	
46	OK	208,4000	0,0000	280,36	-3,90	0,22	110,88	0,32
47	OK	129,5200	0,0000	243,34	-2,40	0,14	54,06	0,16
48	OK	132,8500	0,0000	247,35	-2,46	0,14	55,91	0,16
49	OK	73,6900	0,0000	219,59	-1,30	0,07	16,51	0,05
50	OK	412,8700	0,0000	279,19	-7,73	0,44	284,36	0,83
51	OK	360,1900	0,0000	252,99	-6,75	0,39	245,80	0,71
52	OK	344,4500	0,0000	218,27	-6,44	0,37	240,80	0,70
53	OK	347,5900	0,0000	251,85	-6,51	0,37	235,34	0,68
54	OK	294,9100	0,0000	225,64	-5,53	0,32	196,79	0,57
55	OK	279,1700	0,0000	190,93	-5,23	0,30	191,76	0,56
56	OK	227,7000	0,0000	280,36	-4,27	0,25	127,03	0,37
57	OK	148,8200	0,0000	243,34	-2,77	0,16	69,71	0,20
58	OK	165,0200	0,0000	247,35	-3,08	0,18	82,18	0,24
59	OK	105,8600	0,0000	219,59	-1,94	0,11	40,05	0,12
60	OK	374,2700	0,0000	279,19	-7,01	0,40	251,47	0,73
61	OK	321,5900	0,0000	252,99	-6,03	0,35	212,92	0,62
62	OK	305,8400	0,0000	218,27	-5,73	0,33	207,87	0,60
63	OK	296,1200	0,0000	251,85	-5,56	0,32	191,54	0,56
64	OK	243,4400	0,0000	225,64	-4,57	0,26	153,04	0,44
65	OK	227,7000	0,0000	190,93	-4,27	0,25	147,93	0,43
66	OK	329,0900	0,0000	237,66	-6,17	0,35	223,00	0,65
67	OK	250,9400	0,0000	210,32	-4,71	0,27	163,05	0,47
68	OK	191,6000	0,0000	186,21	-3,60	0,21	118,42	0,34
69	OK	55,8000	0,0000	158,87	-0,99	0,06	13,59	0,04

**Verifiche stato limite di esercizio per c. c. frequenti:**

Valori limite:

Fessure:  $W_{kL} = 0,40$  mm (verifica Ok per  $W_k/W_{kL} < 1$ )

	<b>Cmb</b>	<b>Mx</b>	<b>My</b>	<b>N</b>	<b>Wk</b>	<b>Wk/WkL</b>
n. e stato		kN m	kN m	kN	mm	
34	OK	167,9200	0,0000	247,35	0.14	0,34
35	OK	120,5400	0,0000	222,42	0.08	0,20
36	OK	312,3300	0,0000	251,85	0.35	0,87
37	OK	259,6500	0,0000	225,64	0.28	0,71
38	OK	243,9100	0,0000	190,93	0.28	0,69
39	OK	206,5300	0,0000	247,35	0.19	0,48
40	OK	147,3700	0,0000	219,59	0.12	0,30
41	OK	273,7300	0,0000	251,85	0.29	0,73
42	OK	221,0500	0,0000	225,64	0.22	0,56
43	OK	205,3000	0,0000	190,93	0.22	0,54
44	OK	258,5200	0,0000	217,62	0.28	0,71
45	OK	91,0600	0,0000	158,87	0.06	0,16

**Verifiche stato limite di esercizio per c. c. quasi permanenti:**

Valori limite:

CLS:  $\sigma_{cL} = 13,05$  kN/m (verifica Ok per  $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$ )

Fessure:  $W_{kL} = 0,30$  mm (verifica Ok per  $W_k/W_{kL} < 1$ )

	<b>Cmb</b>	<b>Mx</b>	<b>My</b>	<b>N</b>	<b><math>\sigma_c</math></b>	<b><math>\sigma_c/\sigma_{cL}</math></b>	<b>Wk</b>	<b>Wk/WkL</b>
n. e stato		kN m	kN m	kN	kN/mq		mm	
70	OK	55,8800	0,0000	148,34	-1,00	0,08	0.02	0,07
71	OK	177,3600	0,0000	151,57	-3,33	0,25	0.19	0,65
72	OK	91,2700	0,0000	148,34	-1,70	0,13	0.07	0,23
73	OK	141,9700	0,0000	151,57	-2,67	0,20	0.14	0,47
74	OK	69,9000	0,0000	151,57	-1,28	0,10	0.04	0,13

## 7.5.7. Verifiche allo stato limite ultimo per taglio

### 7.5.7.1 Soletta superiore attacco piedritto (Asta 9)

$V_{sdu}$	390	kN
$N_{sdu}$	0	kN
$R_{ck}$	35	N/mm <sup>2</sup>
$f_{ck}$	28	N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_c$	1,5	
$f_{yk}$	450	N/mm <sup>2</sup>
$bw$	100	cm
$d$	68,00	cm
$Asl$	22,6	cm <sup>2</sup>
$c$	8,0	cm
$\alpha$	90	gradi
$\alpha$	1,57	rad
$\theta$	21,80	gradi
$ctg\theta$	2,50	
$\theta_{imposto}$	21,80	gradi
$Asw$	3,95	cm <sup>2</sup>
passo staffe	50	cm
$f_{cd}$	15,867	N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctd_{0,05}}$	1,240	N/mm <sup>2</sup>
$f_{yd}$	391,304	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{cp}$	0,0000	N/mm <sup>2</sup>
<i>verifica senza armatura resistente a taglio</i>		
$V_{Rd}$	264,719	kN
$V_{Rd,min}$	241,224	kN
$\rho_{sw,min}$	0,000941	
$s_{l,max}$	51,000	cm
$A_{sw,min}$	4,798	cm <sup>2</sup> / $s_{l,max}$
<i>verifica con armatura resistente a taglio (staffe)</i>		
$V_{Rcd}$	1674,120	kN
$V_{Rsd}$	473,003	kN
$V_{Rd}$	473,003	kN

La verifica a taglio risulta soddisfatta considerando staffe a due bracci  $\phi 10/ (40 \times 50)$ .

7.5.7.2 Soletta inferiore attacco piedritto (Asta 11)

$V_{sdu}$	440	kN
$N_{sdu}$	0	kN
$R_{ck}$	35	N/mm <sup>2</sup>
$f_{ck}$	28	N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_c$	1,5	
$f_{yk}$	450	N/mm <sup>2</sup>
$b_w$	100	cm
$d$	77,00	cm
$A_{sl}$	22,6	cm <sup>2</sup>
$c$	8,0	cm
$\alpha$	90	gradi
$\alpha$	1,57	rad
$\theta$	21,80	gradi
$ctg\theta$	2,50	
$\theta_{imposto}$	21,80	gradi
$A_{sw}$	5,65	cm <sup>2</sup>
passo staffe	50	cm
$f_{cd}$	15,867	N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctd,0,05}$	1,240	N/mm <sup>2</sup>
$f_{yd}$	391,304	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{cp}$	0,0000	N/mm <sup>2</sup>
<i>verifica senza armatura resistente a taglio</i>		
$V_{Rd}$	281,496	kN
$V_{Rd,min}$	264,515	kN
$\rho_{sw,min}$	0,000941	
$s_{l,max}$	57,750	cm
$A_{sw,min}$	5,433	cm <sup>2</sup> / $s_{l,max}$
<i>verifica con armatura resistente a taglio (staffe)</i>		
$V_{Rcd}$	1895,695	kN
$V_{Rsd}$	766,121	kN
$V_{Rd}$	766,121	kN

La verifica a taglio risulta soddisfatta considerando staffe a due bracci  $\phi 12/ (40 \times 50)$ .

### 7.5.7.3 *Piedritto attacco soletta inferiore (Asta 2)*

$V_{sdu}$	310	kN
$N_{sdu}$	130	kN
$R_{ck}$	35	N/mm <sup>2</sup>
$f_{ck}$	28	N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_c$	1,5	
$f_{yk}$	450	N/mm <sup>2</sup>
$bw$	100	cm
$d$	68,00	cm
$Asl$	22,6	cm <sup>2</sup>
$c$	7,0	cm
$\alpha$	90	gradi
$\alpha$	1,57	rad
$\theta$	21,80	gradi
$ctg\theta$	2,50	
$\theta_{imposto}$	21,80	gradi
$Asw$	1,98	cm <sup>2</sup>
passo staffe	30	cm
$f_{cd}$	15,867	N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctd,0,05}$	1,240	N/mm <sup>2</sup>
$f_{yd}$	391,304	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{cp}$	0,1739	N/mm <sup>2</sup>
<i>verifica senza armatura resistente a taglio</i>		
$V_{Rd}$	282,453	kN
$V_{Rd,min}$	258,957	kN
$\rho_{sw,min}$	0,000941	
$s_{l,max}$	51,000	cm
$A_{sw,min}$	4,798	cm <sup>2</sup> / $s_{l,max}$
<i>verifica con armatura resistente a taglio (staffe)</i>		
$V_{Rcd}$	1692,464	kN
$V_{Rsd}$	395,167	kN
$V_{Rd}$	395,167	kN

La verifica a taglio risulta soddisfatta considerando una staffa a due bracci  $\phi 10/40$ .

7.5.7.4 *Piedritto attacco soletta superiore (Asta 6)*

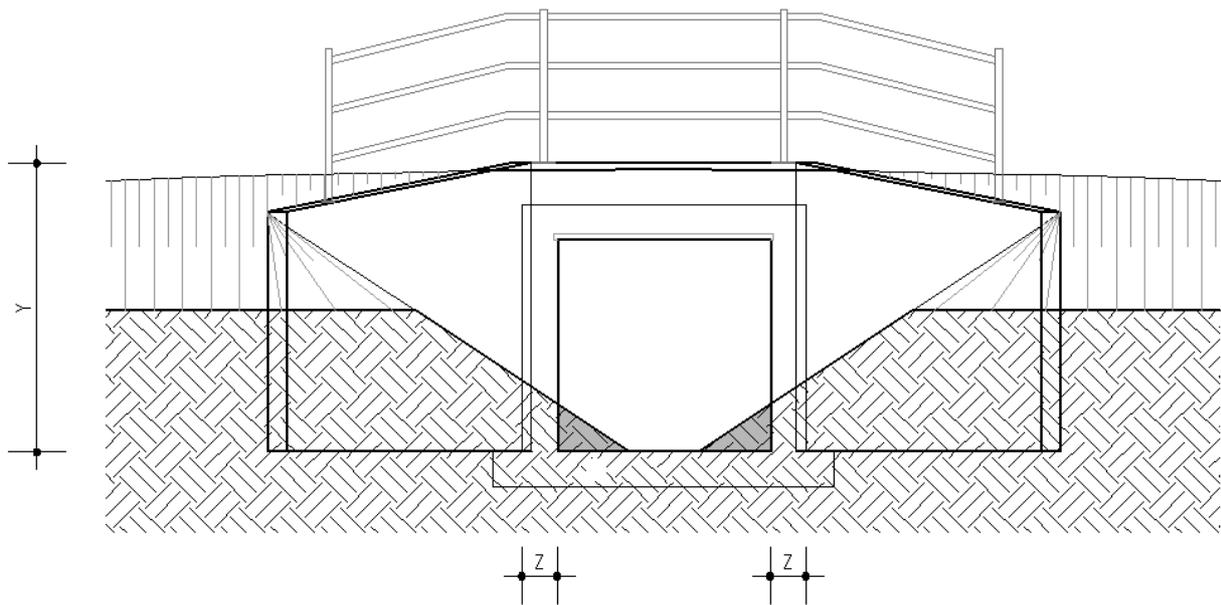
$V_{sdu}$	170	kN
$N_{sdu}$	0	kN
$R_{ck}$	35	N/mm <sup>2</sup>
$f_{ck}$	28	N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_c$	1,5	
$f_{yk}$	450	N/mm <sup>2</sup>
$b_w$	100	cm
$d$	68,00	cm
$Asl$	22,6	cm <sup>2</sup>
$c$	8,0	cm
$\alpha$	90	gradi
$\alpha$	1,57	rad
$\theta$	21,80	gradi
$ctg\theta$	2,50	
$\theta_{imposto}$	21,80	gradi
$As_w$	0	cm <sup>2</sup>
passo staffe	20	cm
$f_{cd}$	15,867	N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctd_{0,05}}$	1,240	N/mm <sup>2</sup>
$f_{yd}$	391,304	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{cp}$	0,0000	N/mm <sup>2</sup>
<i>verifica senza armatura resistente a taglio</i>		
$V_{Rd}$	264,719	kN

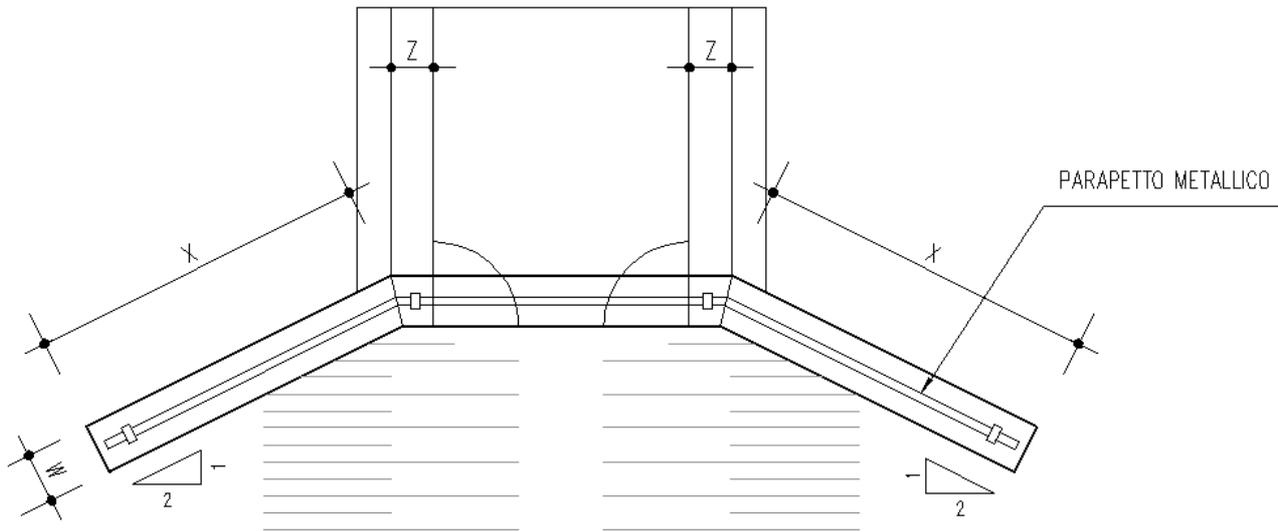
La verifica a taglio risulta soddisfatta senza necessità di prevedere armatura per il taglio.

## 8. MURI DI RISVOLTO

### 8.1. GEOMETRIA DELLA STRUTTURA

La figura riportata mostra la geometria della sezione trasversale dei muri di testata e la pianta della fondazione oggetto della presente relazione.





Le sezioni ai fini del calcolo delle sollecitazioni sul muro sono elencate in tabella:

SEZIONE CALCOLO	DI	ALTEZZA CALCOLO MURO	DI	SPESSORE PIEDRITTO MURO	SPESSORE PIEDRITTO TOMBINO	LUNGHEZZA SBALZO
A		Y = 5.00 m		W = 0.60 m	Z = 0.75 m	X = 3.60 m

## 8.2. ANALISI DEI CARICHI

Nel seguente paragrafo si descrivono i carichi elementari da assumere per le verifiche di resistenza in esercizio ed in presenza dell'evento sismico.

Vengono prese in considerazione n°5 Condizioni Elementari di carico (CDC1÷ CDC5), di seguito determinate.

CDC	Tipo	Sigla Id
1	Ggk	CDC=Ggk (peso proprio della struttura)
2	Gk	CDC=Gk (spinta terre a riposo+spinta idraulica)
3	Qk	CDC=Qk (Sovraccarico su rilevato per SLE 10kN/m <sup>2</sup> )
4	Qk	CDC=Qk (Sovraccarico su rilevato per SLU 20kN/m <sup>2</sup> )
5	Qk	CDC=Qk (sisma)

Tali Combinazioni Elementari saranno opportunamente combinate secondo quanto previsto dalla normativa vigente.

### 8.2.1. Peso proprio e carichi permanenti portati

Per i materiali si assumono i seguenti pesi specifici:

- calcestruzzo armato: 25 kN/m<sup>3</sup>

(Condizione Elementare CDC 1)

### 8.2.2. Spinta delle terre

Le caratteristiche del terreno a ridosso del paramento, valide per tutte le sezioni valgono:

$\gamma=19.50$  kN/m<sup>3</sup> (peso di volume del terreno);

$c'=0.00$  Kpa;

$\varphi =38^\circ$

da cui risulta un coefficiente di spinta a riposo  $\lambda_o = 0.384$

e

un coefficiente di spinta attiva  $\lambda_a = 0.238$

Si applicano, di conseguenza, i valori delle spinte a riposo secondo la profondità con

$$p_h = \lambda_o \gamma_t Z$$

e attiva

$$p_h = \lambda_a \gamma_t Z$$

e con il consueto diagramma trapezoidale delle pressioni orizzontali.

(Condizione Elementare CDC 2)

### **8.2.3. Spinte sui piedritti indotte dai sovraccarichi accidentali**

Il sovraccarico accidentale che verrà considerato sul terreno ai fini del calcolo delle spinte si assume pari a 10 kN/m<sup>2</sup> per la condizione allo SLE e 20 kN/m<sup>2</sup> per la condizione allo SLU.

(Condizione Elementare CDC 3-4)

### **8.2.4. Azioni sismiche**

(Condizione Elementare CDC 5)

#### **8.2.4.1 Stato limite di salvaguardia della vita (SLV)**

La risultante delle forze inerziali orizzontali indotte dal sisma viene valutata con la seguente espressione:

$$F_h = P^* k_h$$

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a \max}{g}$$

$$(SLV) \quad k_h = \beta_m \cdot \frac{a \max}{g} = 0.375$$

P = peso proprio;

$k_h$  = coefficienti sismici;

Nel caso di sisma orizzontale si considera la spinta derivante dall'oscillazione del cuneo di terreno spingente con l'applicazione del diagramma triangolare di pressioni, tipico dei muri di sostegno, avente la risultante a 2/3 dell'altezza dalla base del piedritto. Per tener conto della spinta del terreno dovuta al sisma si fa riferimento all'EC8-5 Par. 7.3.2.1, EC8-5 Appendice E p.to E.3, in cui la spinta sismica  $E_d$  viene valutato come:

$$E_d = \frac{1}{2} \gamma^* (1 \pm K_v) K_{as} * H^2 + E_{ws} + E_{wd}$$

dove:

H = altezza terreno spingente

$E_{ws}$  = spinta statica dell'acqua

$E_{wd}$  = spinta idrodinamica dell'acqua

$\gamma$  = peso specifico del terreno

$K_{as}$  = coefficiente di spinta del terreno

$K_v$  = coefficiente sismico verticale.

La risultante di tale incremento di spinta viene applicata ad h/2 del piedritto.

Ai fini delle azioni orizzontali, sui piedritti si considera il contributo della sovraspinta sismica dovuto al sisma oscillatorio e le spinte inerziali agenti sui piedritti.

La Spinta inerziale sui piedritti, variabile lungo l'altezza secondo lo spessore del paramento, sono date dell'espressione seguente:

$kh * Ss * 25$

$kh * Sb * 25$

dove Ss e Sb sono rispettivamente lo spessore di sommità e di base del piedritto.

Per quanto riguarda le azioni sismiche, si implementa un'apposita condizione di carico; tale condizione di carico che mette in conto i pesi permanenti, l'inerzia dei muri ed infine la sovraspinta sismica.

### **8.2.5. Condizioni elementari di carico agenti sulla struttura**

Si individuano tre condizioni di carico elementari, poi opportunamente combinate con i coefficienti parziali delle azioni, per la determinazione delle sollecitazioni agenti sulla struttura:

a.1) Condizione per lo SLU (significativa per le verifiche del paramento e della fondazione nella sezione di attacco reciproco con trazione nelle fibre inferiori).

Azioni agenti: peso proprio del paramento, spinta del terreno, spinta della falda, spinta del sovraccarico accidentale in esercizio.

a.2) Condizione per lo SLE (significativa per le verifiche del paramento e della fondazione nella sezione di attacco reciproco con trazione nelle fibre inferiori).

Azioni agenti: peso proprio del paramento, spinta del terreno, spinta della falda, spinta del sovraccarico accidentale in fessurazione.

a.3) Condizione in fase di costruzione per lo SLU (significativa per le verifiche nella mezzeria della fondazione con trazione nelle fibre superiori).

Azioni agenti: peso proprio della struttura (l'azione sollecitante è il peso proprio dell'elevazione).

La determinazione delle citate azioni è riportata, per le varie tipologie di conci esaminati, in apposite Tabelle riepilogative, di seguito riprodotte.

### 8.3. CALCOLO DELLE AZIONI AGENTI SULLE SINGOLE SEZIONI

#### 8.3.1. Sezione A

GEOMETRIA DEL MURO		(kN - m)
Altezza elevazione	H	5.000
Altezza terreno spingente	Ht	4.800
Lunghezza mensola di calcolo	Lmensola	3.975
Altezza battente d'acqua	Hw	0.000
Spessore in sommità	Ss	0.600
Spessore alla base	Sb	0.600
Scarpa esterna	sc=(Sb-Ss)/H	0.000
CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL TERRENO		
Angolo di attrito del terreno	$\phi$	38.000
Angolo che la parete forma con l'orizzontale	$\alpha$	90.000
Angolo d'attrito parete terreno	$\delta$	0.000
Inclinazione del terreno a monte rispetto all'orizzontale	$\beta$	0.000
Peso di volume terreno	$\gamma$	19.500
Peso di volume terreno immerso	$\gamma_i$	9.500
coefficiente di spinta attiva	$\lambda\alpha$	0.238
coefficiente di spinta a riposo	$\lambda_0$	0.384
AZIONI ALLA BASE DEL PIEDRITTO		
Sovraccarico sul terreno:		
condizioni Slu	Qe	20.000
condizioni Sle	Qa	10.000
Peso elevazione	Pe=H*(Ss+Sb)/2*25	75.000
Pressione del terreno: (calcolata sulla media di una striscia unitaria)		
pressione a riposo del terreno	$\lambda_0*((Ht-Hw)*\gamma+Hw*\gamma_i)$	32.227
pressione attiva del terreno	$\lambda\alpha*((Ht-Hw)*\gamma+Hw*\gamma_i)$	19.946
pressione da sovraccarico Qe	$\lambda_0*Qe$	7.687
pressione da sovraccarico Qa	$\lambda_0*Qa$	3.843
pressione dell'acqua	10*Hw	0.000
SOLLECITAZIONI ALLA BASE DEL PIEDRITTO		
Sforzo normale	Ne=Pe+Pti+Pte	75.000
Sforzo assiale fattorizzato slu		75.000
Sforzo assiale fattorizzato sle freq.		75.000
Sforzo assiale fattorizzato sle quasi perm.		75.000
Sforzo assiale fattorizzato sle rara		75.000
Momento flettente		
spinta terreno ed acqua ( $\lambda_0$ )		254.602
spinta terreno ed acqua ( $\lambda\alpha$ )		157.584
totale azioni permanenti ( $\lambda_0$ )		254.602



totale azioni permanenti ( $\lambda a$ )		157.584
azioni permanenti ( $\lambda 0$ ) e sovraccarico $Q_e$		<b>315.330</b>
azioni permanenti ( $\lambda 0$ ) e sovraccarico $Q_e$ fattorizzato $slu$		<b>425.695</b>
azioni permanenti ( $\lambda 0$ ) e sovraccarico $Q_a$ fattorizzato $sle\ freq.$		<b>277.375</b>
azioni permanenti ( $\lambda 0$ ) e sovraccarico $Q_a$ fattorizzati $sle\ quasi\ perm.$		<b>254.602</b>
azioni permanenti ( $\lambda 0$ ) e sovraccarico $Q_a$ fattorizzati $sle\ rara$		<b>284.966</b>
<b>Taglio dovuto alle spinte</b>		
condizione di esercizio fattorizzato $slu$		<b>214.186</b>
condizione di esercizio $sle\ freq.$		139.560
condizione di esercizio $sle\ quasi\ perm.$		128.101
condizione di esercizio $sle\ rara$		143.379
<b>SISMA</b>		
Vita nominale	$V_n$ (in anni)	100.000
Classe d'uso	Classe IV	2.000
Periodo di riferimento	$V_r$	200.000
Prob. di sup di $P_{vr}$ (S.L.V)		0.100
Tempo di ritorno (S.L.V)	$T_r$	1898
Accelerazione orizzontale di picco al suolo $a_g$	Categoria terreno C $a_g$	0.263
Coefficiente amplific strat. $S_s$	Categoria sottosuolo C	1.427
Coefficiente di ampl. Topo. $S_t$	categoria topografica T1	1.000
Accelerazione massima $a_{max}$	$a_{max} = S_s * S_t * a_g$	0.375
Coefficiente $\beta_m$	Per $0.2 < a_g(g) \leq 0.4$	1.000
Coefficiente sismico orizzontale	$K_h = \beta_m * a_{max}/g$	0.375
Coefficiente sismico verticale	$K_v = \pm 0.5 * K_h$	0.188
Angolo dovuto al sisma	$\Theta_+ = \arctg(K_h / (1 + K_v))$	17.537
Angolo dovuto al sisma	$\Theta_- = \arctg(K_h / (1 - K_v))$	24.797
Coefficiente di spinta attiva del terreno in sisma con Mononobe Okabe	$K_{as+}$	0.489
Coefficiente di spinta attiva del terreno in sisma con Mononobe Okabe	$K_{as-}$	0.601
<b>AZIONI SISMICHE ALLA BASE PIEDRITTO</b>		
Incremento di spinta sismica ( $K_{as+}$ )	$\Delta P_d = (1/2 * \gamma * (1 + K_v) * K_{as+} * h_{tot}^2) - St(attiva)$	61.829
Incremento di spinta sismica ( $K_{as-}$ )	$\Delta P_d = (1/2 * \gamma * (1 - K_v) * K_{as-} * h_{tot}^2) - St(attiva)$	45.128
Incremento di spinta sismica distribuito ( $K_{as+}$ )	$\Delta P_d / h_{tot}$	14.379
Incremento di spinta sismica distribuito ( $K_{as-}$ )	$\Delta P_d / h_{tot}$	10.495
Inerzia piedritto in sommità	$k_h * S_s * 25$	5.630
Inerzia del piedritto alla base	$k_h * S_b * 25$	5.630
<b>SOLLECITAZIONI SULLA BASE DEL PIEDRITTO IN SISMA</b>		
Momento dovuto all'inerzia piedritto alla base		44.475
Momento dovuto alla spinta terreno ed acqua ( $\lambda a$ )		157.584
Momento dovuto al sima alla base del piedritto ( $K_{as+}$ )		113.597
Momento dovuto al sima alla base del piedritto ( $K_{as-}$ )		82.913
Totale dei momenti in sisma alla base piedritto ( $K_{as+}$ )	$M_{ep,s}$	315.655



Totale dei momenti in sisma alla base piedritto (Kas-)	284.971
Sforzo normale a base dell'elevazione comb. Sismica	75.000
Momento alla base dell'elevazione comb. Sismica (Kas+)	315.655
Momento alla base dell'elevazione comb. Sismica (Kas-)	284.971
Taglio comb. Sismica (Kas+)	136.443
Taglio comb. Sismica (Kas-)	121.005

## 8.4. COMBINAZIONI DI CARICO ADOTTATE

Al fine di determinare le combinazioni come da norma (§3.2), si definisce la classificazione delle azioni e le combinazioni allo SLU e SLE.

Le precedenti condizioni elementari di calcolo (CDC) sono combinate tra loro in modo da generare le massime sollecitazioni per lo SLU e SLE (combinazione 1 (A1+M1+R1) e combinazione 2 (A2+M2+R2)), come da seguente prospetto.

Per le verifiche agli stati limite ultimi si adottano i valori dei coefficienti parziali delle azioni riportati in Tab. 5.1.V e i coefficienti di combinazione  $\Psi$  in Tab. 5.1.VI (NTC).

Per le verifiche agli stati limite d'esercizio si adottano i valori dei coefficienti parziali in Tab. 5.1.VI (NTC).

### 8.4.1. Combinazioni per lo stato limite ultimo

$$\gamma_{G1} G1 + \gamma_{G2} G2 + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \gamma_{Q2} \psi_{02} Q_{k2} + \gamma_{Q3} \psi_{03} Q_{k3} + \dots(\text{fondamentale})$$

	Peso proprio della struttura	Spinta delle terre + Spinta idraulica	Ssovaccarico_SLE	Ssovaccarico_SLU
1_STR	1.35/1.00	1.35/1.00	0.00	1.35/1.00

### 8.4.2. Combinazioni per gli stati limite di esercizio

$$G1 + G2 + Q_{k1} + \psi_{02} Q_{k2} + \psi_{03} Q_{k3} + \dots(\text{RAR})$$

$$G1 + G2 + \psi_{11} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \psi_{23} Q_{k3} + \dots(\text{FR})$$

$$G1 + G2 + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \psi_{23} Q_{k3} + \dots(\text{Q.P.})$$

	Peso proprio della struttura	Spinta delle terre + Spinta idraulica	Ssovraccarico_SLE	Ssovraccarico_SLU
1_Q.P.	1.00	1.00	0.00	0.00
1_FR	1.00	1.00	0.75	0.00
1_RAR	1.00	1.00	1.00	0.00

### 8.4.3. Combinazioni per lo stato limite ultimo di Salvaguardia della vita

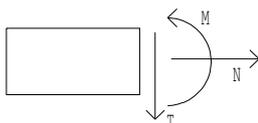
$$E + G1 + G2 + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \dots \text{(S.L.V.)}$$

	Peso proprio della struttura	Spinta delle terre + Spinta idraulica	Ssovraccarico_SLE	Ssovraccarico_SLU	Sovraspinta simica
1_STR	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00

I valori numerici riportati nelle colonne della tabella precedente indicano il coefficienti moltiplicativi con i quali le Condizioni Elementari sono considerate.

Per un esame più dettagliato dei risultati del calcolo elettronico si rimanda agli output allegati.

Le convenzioni adottate per le sollecitazioni di segno positivo sono le seguenti.



## 8.5. VERIFICHE DI RESISTENZA ED A FESSURAZIONE

---

Di seguito si riportano le verifiche delle sezioni per le aste più significative e per le Combinazioni di carico risultate più critiche.

Le verifiche a flessione sono effettuate rispettivamente:

- nella sezione ubicata alla base del piedritto del muro;
- nella sezione ubicata a metà fra asse piedritto tombino e sezione d'attacco del muro nel caso delle verifiche del piedritto del tombino.

I calcoli di verifica sono effettuati con il metodo degli Stati Limite, applicando il combinato D. M.14.01.2008 con l'UNI EN 1992 (Eurocodice 2).

Le verifiche a fessurazione sono state condotte considerando:

Verifica di formazione delle fessure: la verifica si esegue per la sezione interamente reagente e per le sollecitazioni di esercizio che determinano la massima trazione nel calcestruzzo  $\sigma_{ct}$ , confrontandola con la resistenza caratteristica a trazione per flessione  $f_{ctk}$ : se risulta  $\sigma_{ct} < f_{ctk}$  la verifica è soddisfatta, altrimenti si procede alla verifica di apertura delle fessure.

Verifica di apertura delle fessure: l'apertura convenzionale delle fessure è calcolata con le modalità indicate nell'EC2, come richiesto dal D. M. Min. II. TT. del 14 gennaio 2008, e valutata con le sollecitazioni relative alle Combinazioni FR o QP della normativa vigente sui ponti stradali". La massima apertura ammissibile risulta rispettivamente per le strutture in ambiente ordinario per strutture ordinarie ed armature poco sensibili:

b.1) combinazione di carico Frequante:

$$w_k \leq w_3 = 0.40 \text{ mm}$$

b.2) combinazione di carico quasi permanente:

$$w_k \leq w_2 = 0.30 \text{ mm}$$

Verifica delle tensioni di esercizio: le verifiche si eseguono per la condizione di carico Quasi Permanente e Rara, verificando rispettivamente che le tensioni di lavoro siano inferiori ai seguenti limiti:

- per la condizione QP si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a  $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$ ;

- per la condizione rara si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a  $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$ , mentre quelle dell'acciaio  $\sigma_s < 0.80 f_{yk}$

## 8.5.1. Sezione A

### 8.5.1.1 Sezione di base del muro

#### Caratteristiche geometriche della sezione

Larghezza $b$ (cm)	100.000
Altezza $h$ (cm)	60.000
Armatura tesa 1° strato $A_a$ (cm <sup>2</sup> )	Φ20/25 12.560
Copriferro 1° strato $c_1$ (cm)	8.000
Armatura tesa 2° strato $A_a$ (cm <sup>2</sup> )	Φ20/25 12.560
Copriferro 2° strato $c_2$ (cm)	8.000
Armatura Compresa $A'a$ (cm <sup>2</sup> )	Φ20/25 12.560
Copriferro armatura compressa $c'$ (cm)	8.000

#### Verifiche allo stato limite ultimo per Presso-Flessione

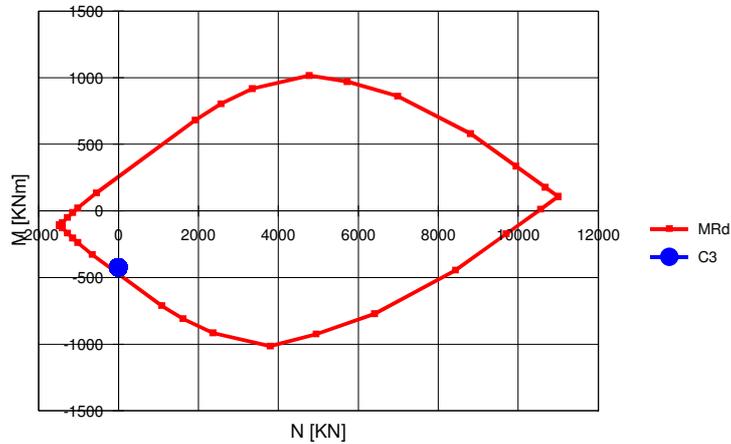
Sollecitazioni:  $M_x = -426.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$   $M_y = 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$   $N = 0.00 \text{ kN}$

Sollecitazioni ultime:  $M_x = -480.10 \text{ kN}\cdot\text{m}$   $M_y = 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$   $N = 0.00 \text{ kN}$

Deformazioni cls = 0.350%

Deformazioni max acciaio = 1.98 %

Tipo di rottura: Lato calcestruzzo-Acciaio snervato



### Verifiche allo stato limite ultimo per taglio

$V_{sdu}$	214.2	kN
$M_{sdu}$	426	kNm
$N_{sdu}$	0	kN
$R_{ck}$	35	$N/mm^2$
$f_{ck}$	28	$N/mm^2$
$\gamma_c$	1.5	
$f_{yk}$	450	$N/mm^2$
$b_w$	100	cm
$d$	52.00	cm
$A_{sl}$	25.12	$cm^2$
$c$	8.00	cm
$\alpha$	90	gradi
$\alpha$	1.57	rad
$\theta$	21.80	gradi
$ctg\theta$	2.50	
$\theta_{imposto}$	21.80	gradi
$A_{sw}$	0	$cm^2$
passo staffe	40	cm
$f_{cd}$	15.867	$N/mm^2$
$f_{ctd_{0,05}}$	1.240	$N/mm^2$

$f_{yd}$	391.304	$N/mm^2$
$\sigma_{cp}$	0.0000	$N/mm^2$
<i>verifica senza armatura resistente a taglio</i>		
$V_{Rd}$	240.882	kN
$V_{Rd,min}$	198.606	kN
$\rho_{sw,min}$	0.000941	
$s_{l,max}$	39.00	cm
$A_{sw,min}$	3.669	$cm^2/s_{l,max}$

### Verifica a fessurazione

#### Combinazione Frequente

Caratteristiche geometriche della sezione			
Altezza	H =	60	cm
Larghezza	B =	100	cm
Area acciaio teso	$A_s =$	25.12	$cm^2$
Copriferro baricentro acciaio teso	$c_s =$	8.00	cm
Area acciaio compresso	$A'_s =$	12.56	$cm^2$
Copriferro acciaio compresso	$c's =$	8	cm
Ricoprimento barre esterne tese	$c =$	4.0	cm
Ricoprimento barre interne tese	$c+S =$	4.0	cm
Diametro massimo barre tese	$\Phi =$	2	cm
Sezione non fessurata: formazione fessure			
Momento flettente in condizioni di esercizio	$M_{es} =$	277.40	kNm
Sforzo assiale in condizioni di esercizio	$N_{es} =$	0.00	kN
Resistenza media a trazione semplice del cls	$f_{ctm} =$	2.77	$N/mm^2$
Resistenza caratt. a trazione per fless. del cls	$f_{ctk} =$	2.32	$N/mm^2$
Distanza baricentro da lembo compresso	$x_g =$	30.63	cm
Modulo di resistenza non fessurato	$W_{sr} =$	70515	$cm^3$
Momento di formazione delle fessure	$M_{ff} =$	163.85	kNm
Trazione nel cls prodotta da $M_{es}$ ed $N_{es}$	$\sigma_{ct} =$	3.93	$N/mm^2$
Momento di fessurazione	$M_{sr} =$	195.1	kNm
Sezione fessurata: apertura fessure			
Momento flettente in condizioni di fessurazione	$M =$	277.40	kNm
Sforzo assiale in condizioni di fessurazione	$N =$	0.00	kN
Distanza asse neutro da lembo compresso	$x =$	15.65	cm
Tensione cls	$\sigma_c =$	-6.82	$N/mm^2$
Tensione barra esterna tesa	$\sigma_s =$	257.15	$N/mm^2$

Tensione nell'acciaio prodotta da $M_{sr}$	$\sigma_{sr} =$	180.8	N/mm <sup>2</sup>
Distanza media fra due fessure attigue			
Distanza media barre	$s =$	12.5	cm
Coefficiente $k_2$	$k_2 =$	0.5	
Tensioni nel calcestruzzo teso	$\sigma_1 =$	3.93	N/mm <sup>2</sup>
	$\sigma_2 =$	-4.10	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente $k_3$	$k_3 =$	3.400	
Larghezza efficace	$b_{eff} =$	12.5	cm
Altezza efficace	$d_{eff} =$	14.8	cm
Area efficace	$A_{ceff} =$	184.8	cm <sup>2</sup>
Area armature poste in $A_{ceff}$	$A_s =$	3.14	cm <sup>2</sup>
Distanza media fra due fessure attigue	$\Delta_{smax} =$	33.61	cm
Deformazione unitaria media			
Coefficiente $k_t$	$k_t =$	0.6	
Coefficiente $k_1$	$k_1 =$	0.8	
Coefficiente $k_4$	$k_4 =$	0.425	
Deformazione unitaria media	$e_{sm} =$	7.35E-04	
Ampiezza fessura	$w_d =$	0.247	mm

### Combinazione Quasi Permanente

Caratteristiche geometriche della sezione			
Altezza	$H =$	60	cm
Larghezza	$B =$	100	cm
Area acciaio teso	$A_s =$	25.12	cm <sup>2</sup>
Copriferro baricentro acciaio teso	$c_s =$	8.00	cm
Area acciaio compresso	$A'_s =$	12.56	cm <sup>2</sup>
Copriferro acciaio compresso	$c's =$	8	cm
Ricoprimento barre esterne tese	$c =$	4.0	cm
Ricoprimento barre interne tese	$c+S =$	4.0	cm
Diametro massimo barre tese	$\Phi =$	2	cm
Sezione non fessurata: formazione fessure			
Momento flettente in condizioni di esercizio	$M_{es} =$	254.60	kNm
Sforzo assiale in condizioni di esercizio	$N_{es} =$	0.00	kN
Resistenza media a trazione semplice del cls	$f_{ctm} =$	2.77	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratt. a trazione per fless. del cls	$f_{ctk} =$	2.32	N/mm <sup>2</sup>
Distanza baricentro da lembo compresso	$x_g =$	30.63	cm
Modulo di resistenza non fessurato	$W_{sr} =$	70515	cm <sup>3</sup>
Momento di formazione delle fessure	$M_{ff} =$	163.85	kNm

Trazione nel cls prodotta da $M_{es}$ ed $N_{es}$	$\sigma_{ct} =$	3.61	N/mm <sup>2</sup>
Momento di fessurazione	$M_{sr} =$	195.1	kNm
Sezione fessurata: apertura fessure			
Momento flettente in condizioni di fessurazione	$M =$	254.60	kNm
Sforzo assiale in condizioni di fessurazione	$N =$	0.00	kN
Distanza asse neutro da lembo compresso	$x =$	15.65	cm
Tensione cls	$\sigma_c =$	-6.26	N/mm <sup>2</sup>
Tensione barra esterna tesa	$\sigma_s =$	236.01	N/mm <sup>2</sup>
Tensione nell'acciaio prodotta da $M_{sr}$	$\sigma_{sr} =$	180.8	N/mm <sup>2</sup>
Distanza media fra due fessure attigue			
Distanza media barre	$s =$	12.5	cm
Coefficiente $k_2$	$k_2 =$	0.5	
Tensioni nel calcestruzzo teso	$\sigma_1 =$	3.61	N/mm <sup>2</sup>
	$\sigma_2 =$	-3.77	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente $k_3$	$k_3 =$	3.400	
Larghezza efficace	$b_{eff} =$	12.5	cm
Altezza efficace	$d_{eff} =$	14.8	cm
Area efficace	$A_{ceff} =$	184.8	cm <sup>2</sup>
Area armature poste in $A_{ceff}$	$A_s =$	3.14	cm <sup>2</sup>
Distanza media fra due fessure attigue	$\Delta_{smax} =$	33.61	cm
Deformazione unitaria media			
Coefficiente $k_t$	$k_t =$	0.4	
Coefficiente $k_1$	$k_1 =$	0.8	
Coefficiente $k_4$	$k_4 =$	0.425	
Deformazione unitaria media	$e_{sm} =$	7.80E-04	
Ampiezza fessura	$w_d =$	0.262	mm

### Verifica delle tensioni di esercizio

	RARA	Q.P.
Larghezza $b$ (cm)	100.000	100.000
Altezza $h$ (cm)	60.000	60.000
Armatura tesa 1° strato $A_a$ (cm <sup>2</sup> )	$\Phi 20/25$	$\Phi 20/25$
	12.560	12.560
Copriferro 1° strato $c_1$ (cm)	8.000	8.000
Armatura tesa 2° strato $A_a$ (cm <sup>2</sup> )	$\Phi 20/25$	$\Phi 20/25$
	12.560	12.560

<i>Copriferro 2°strato c2 (cm)</i>	8.000	8.000
<i>Armatura Compressa A'a (cm<sup>2</sup>)</i>	Φ20/25	Φ20/25
	12.560	12.560
<i>Copriferro armatura compressa c' (cm)</i>	8.000	8.000
<b>N (kN)</b>	0.000	0.000
<b>M (kNm)</b>	284.966	254.602
<i>x (cm)</i>	15.654	15.654
<b>σ<sub>c</sub>(N/mm<sup>2</sup>)</b>	-7.007	-6.260
<b>σ<sub>a1strato</sub>(N/mm<sup>2</sup>)</b>	244.019	218.018
<b>σ<sub>a2strato</sub>(N/mm<sup>2</sup>)</b>	244.019	218.018

### 8.5.1.2 Sezione del piedritto del tombino all'attacco con il muro

#### Caratteristiche geometriche della sezione

Larghezza $b$ (cm)	100.000
Altezza $h$ (cm)	75.000
Armatura tesa 1° strato $A_a$ (cm <sup>2</sup> )	Φ20/25+Φ20/25
	25.120
Copriferro 1° strato $c_1$ (cm)	8.000
Armatura tesa 2° strato $A_a$ (cm <sup>2</sup> )	
Copriferro 2° strato $c_2$ (cm)	
Armatura Compresa $A'a$ (cm <sup>2</sup> )	Φ20/25
	12.560
Copriferro armatura compressa $c'$ (cm)	8.000

#### Verifiche allo stato limite ultimo per Presso-Flessione

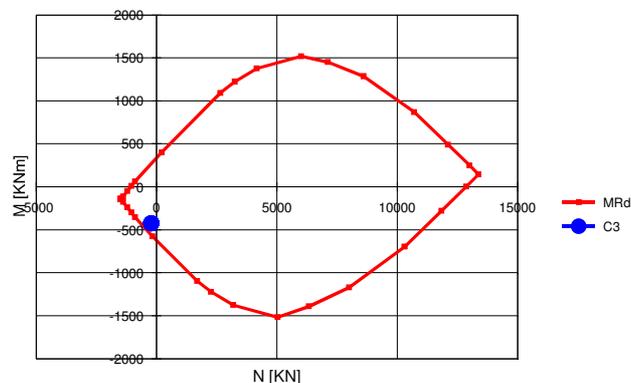
Sollecitazioni:  $M_x = -426.0$  kN\*m    $M_y = 0.00$  kN\*m    $N = -214.20$  kN

Sollecitazioni ultime:  $M_x = -562.40$  kN\*m    $M_y = 0.00$  kN\*m    $N = -214.20$  kN

Deformazioni cls = 0.350%

Deformazioni max acciaio = 3.012 %

Tipo di rottura: Lato calcestruzzo-Acciaio snervato



## Verifica a fessurazione

### Combinazione Frequente

Caratteristiche geometriche della sezione			
Altezza	H =	75	cm
Larghezza	B =	100	cm
Area acciaio teso	A <sub>s</sub> =	25.12	cm <sup>2</sup>
Copriferro baricentro acciaio teso	c <sub>s</sub> =	8.00	cm
Area acciaio compresso	A' <sub>s</sub> =	12.56	cm <sup>2</sup>
Copriferro acciaio compresso	c's =	8	cm
Ricoprimento barre esterne tese	c =	4.0	cm
Ricoprimento barre interne tese	c+S =	4.0	cm
Diametro massimo barre tese	Φ =	2	cm
Sezione non fessurata: formazione fessure			
Momento flettente in condizioni di esercizio	M <sub>es</sub> =	277.38	kNm
Sforzo assiale in condizioni di esercizio	N <sub>es</sub> =	139.54	kN
Resistenza media a trazione semplice del cls	f <sub>ctm</sub> =	2.77	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratt. a trazione per fless. del cls	f <sub>ctk</sub> =	2.32	N/mm <sup>2</sup>
Distanza baricentro da lembo compresso	x <sub>g</sub> =	38.19	cm
Modulo di resistenza non fessurato	W <sub>sr</sub> =	108763	cm <sup>3</sup>
Momento di formazione delle fessure	M <sub>ff</sub> =	252.73	kNm
Trazione nel cls prodotta da M <sub>es</sub> ed N <sub>es</sub>	σ <sub>ct</sub> =	2.72	N/mm <sup>2</sup>
Momento di fessurazione	M <sub>sr</sub> =	300.9	kNm
Sezione fessurata: apertura fessure			
Momento flettente in condizioni di fessurazione	M =	277.38	kNm
Sforzo assiale in condizioni di fessurazione	N =	139.54	kN
Distanza asse neutro da lembo compresso	x =	18.16	cm
Tensione cls	σ <sub>c</sub> =	-4.51	N/mm <sup>2</sup>
Tensione barra esterna tesa	σ <sub>s</sub> =	192.94	N/mm <sup>2</sup>
Tensione nell'acciaio prodotta da M <sub>sr</sub>	σ <sub>sr</sub> =	209.3	N/mm <sup>2</sup>
Distanza media fra due fessure attigue			
Distanza media barre	s =	12.5	cm
Coefficiente k <sub>2</sub>	k <sub>2</sub> =	0.5	
Tensioni nel calcestruzzo teso	σ <sub>1</sub> =	2.55	N/mm <sup>2</sup>
	σ <sub>2</sub> =	-2.65	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente k <sub>3</sub>	k <sub>3</sub> =	3.400	
Larghezza efficace	b <sub>eff</sub> =	12.5	cm

Altezza efficace	$d_{eff} =$	18.9	cm
Area efficace	$A_{ceff} =$	236.8	cm <sup>2</sup>
Area armature poste in $A_{ceff}$	$A_s =$	3.14	cm <sup>2</sup>
Distanza media fra due fessure attigue	$\Delta_{smax} =$	39.24	cm
Deformazione unitaria media			
Coefficiente $k_t$	$k_t =$	0.6	
Coefficiente $k_1$	$k_1 =$	0.8	
Coefficiente $k_4$	$k_4 =$	0.425	
Deformazione unitaria media	$e_{sm} =$	5.51E-04	
Ampiezza fessura	$w_d =$	0.216	mm

### Combinazione Quasi Permanente

Caratteristiche geometriche della sezione			
Altezza	$H =$	75	cm
Larghezza	$B =$	100	cm
Area acciaio teso	$A_s =$	25.12	cm <sup>2</sup>
Copriferro baricentro acciaio teso	$c_s =$	8.00	cm
Area acciaio compresso	$A'_s =$	12.56	cm <sup>2</sup>
Copriferro acciaio compresso	$c's =$	8	cm
Ricoprimento barre esterne tese	$c =$	4.0	cm
Ricoprimento barre interne tese	$c+S =$	4.0	cm
Diametro massimo barre tese	$\Phi =$	2	cm
Sezione non fessurata: formazione fessure			
Momento flettente in condizioni di esercizio	$M_{es} =$	254.60	kNm
Sforzo assiale in condizioni di esercizio	$N_{es} =$	128.10	kN
Resistenza media a trazione semplice del cls	$f_{ctm} =$	2.77	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratt. a trazione per fless. del cls	$f_{ctk} =$	2.32	N/mm <sup>2</sup>
Distanza baricentro da lembo compresso	$x_g =$	38.19	cm
Modulo di resistenza non fessurato	$W_{sr} =$	108763	cm <sup>3</sup>
Momento di formazione delle fessure	$M_{ff} =$	252.73	kNm
Trazione nel cls prodotta da $M_{es}$ ed $N_{es}$	$\sigma_{ct} =$	2.50	N/mm <sup>2</sup>
Momento di fessurazione	$M_{sr} =$	300.9	kNm
Sezione fessurata: apertura fessure			
Momento flettente in condizioni di fessurazione	$M =$	254.60	kNm
Sforzo assiale in condizioni di fessurazione	$N =$	128.10	kN
Distanza asse neutro da lembo compresso	$x =$	18.16	cm
Tensione cls	$\sigma_c =$	-4.14	N/mm <sup>2</sup>
Tensione barra esterna tesa	$\sigma_s =$	177.10	N/mm <sup>2</sup>
Tensione nell'acciaio prodotta da $M_{sr}$	$\sigma_{sr} =$	209.3	N/mm <sup>2</sup>

Distanza media fra due fessure attigue			
Distanza media barre	$s =$	12.5	cm
Coefficiente $k_2$	$k_2 =$	0.5	
Tensioni nel calcestruzzo teso	$\sigma_1 =$	2.34	N/mm <sup>2</sup>
	$\sigma_2 =$	-2.43	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente $k_3$	$k_3 =$	3.400	
Larghezza efficace	$b_{eff} =$	12.5	cm
Altezza efficace	$d_{eff} =$	18.9	cm
Area efficace	$A_{ceff} =$	236.8	cm <sup>2</sup>
Area armature poste in $A_{ceff}$	$A_s =$	3.14	cm <sup>2</sup>
Distanza media fra due fessure attigue	$\Delta_{smax} =$	39.24	cm
Deformazione unitaria media			
Coefficiente $k_t$	$k_t =$	0.4	
Coefficiente $k_1$	$k_1 =$	0.8	
Coefficiente $k_4$	$k_4 =$	0.425	
Deformazione unitaria media	$e_{sm} =$	5.06E-04	
Ampiezza fessura	$w_d =$	0.199	mm

### Verifica delle tensioni di esercizio

	RARA	Q.P.
Larghezza $b$ (cm)	100.000	100.000
Altezza $h$ (cm)	75.000	75.000
Armatura tesa 1° strato $A_a$ (cm <sup>2</sup> )	$\Phi 20/25 + \Phi 20/25$	$\Phi 20/25 + \Phi 20/25$
	25.120	25.120
Copriferro 1° strato $c_1$ (cm)	8.000	8.000
Armatura tesa 2° strato $A_a$ (cm <sup>2</sup> )		
Copriferro 2° strato $c_2$ (cm)		
Armatura Compresa $A'a$ (cm <sup>2</sup> )	$\Phi 20/25$	$\Phi 20/25$
	12.560	12.560
Copriferro armatura compressa $c'$ (cm)	8.000	8.000
$N$ (kN)	143.379	128.101
$M$ (kNm)	284.966	254.602
$x$ (cm)	15.900	15.900
$\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	-4.447	-3.973
$\sigma_{a1strato}$ (N/mm <sup>2</sup> )	214.367	191.526
$\sigma_{a2strato}$ (N/mm <sup>2</sup> )		