



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

CODICE C.U.P. E81B08000060009

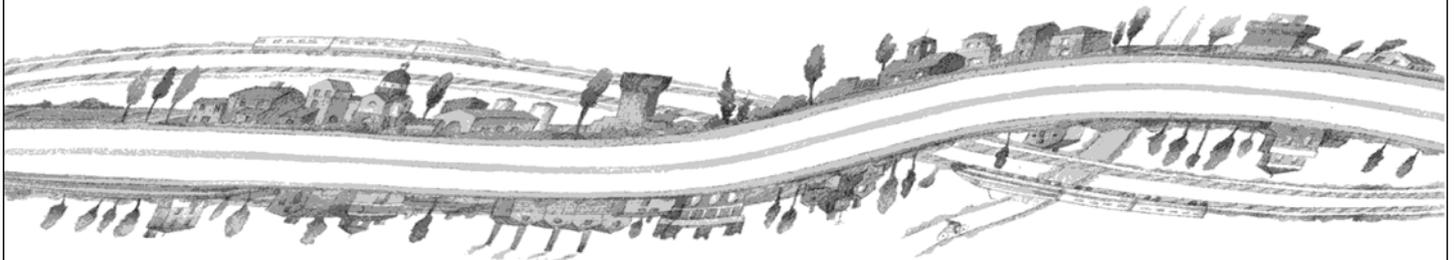
## PROGETTO DEFINITIVO

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

OPERE D'ARTE MAGGIORI - GALLERIE ARTIFICIALI E MANUFATTI

INTERCONNESSIONE CON A22 - GALLERIE E TRINCEE CONFINATE

RELAZIONE RELAZIONE DI CALCOLO GALLERIA A22



IL PROGETTISTA

RESPONSABILE INTEGRAZIONE  
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

IL CONCESSIONARIO

Ing. Antonello Mezzaluna  
Albo Ing. Bologna n° 5225 A

Ing. Giancarlo Guadagnini  
Albo Ing. Ravenna n° 700 A

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				A.Fagnocchi	G.Guadagnini	E.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: -
2739	PD	0	I01	IGA01	0	OM	RC	02	A	

## INDICE

<b>1. DESCRIZIONE DELL'OPERA .....</b>	<b>3</b>
<b>2. NORMATIVA TECNICA DI RIFERIMENTO.....</b>	<b>5</b>
<b>3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI .....</b>	<b>6</b>
3.1. DURABILITÀ, CLASSI DI ESPOSIZIONE, REQUISITI IN MERITO ALLA FESSURAZIONE.....	6
<b>4. INCIDENZE.....</b>	<b>8</b>
<b>5. CRITERI DI CALCOLO .....</b>	<b>9</b>
5.1. CALCOLO DELLE SPINTE SUI PARAMENTI VERTICALI .....	9
5.1.1. Spinte del terreno in condizioni statiche .....	10
5.1.2. Spinte del terreno in condizioni sismiche.....	11
5.2. CRITERI E DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA.....	11
5.3. CRITERI PER LE VERIFICHE A FESSURAZIONE.....	14
5.4. COMBINAZIONI DI CARICO.....	15
5.4.1. Combinazioni per la verifica allo SLU-SLV .....	17
5.4.2. Combinazioni per la verifica allo SLE .....	17
<b>6. PARAMETRI GEOTECNICI .....</b>	<b>18</b>
6.1. STRATIGRAFIA DI PROGETTO.....	18
6.2. PARAMETRI GEOTECNICI .....	18
<b>7. GALLERIA: DIMENSIONAMENTO .....</b>	<b>20</b>
7.1. MODELLAZIONE STRUTTURALE .....	20
7.2. MODELLAZIONE ADOTTATA .....	20
7.2.1. Analisi dei carichi.....	24
7.2.2. Peso proprio e carichi permanenti portati .....	26
7.2.3. Variazioni termiche e ritiro .....	27
7.2.4. Spinta delle terre in condizioni statiche .....	29
7.2.5. Sovraccarico variabile a tergo dei diaframmi e corrispondente spinta sui diaframmi .....	30
7.2.6. Spinta idrostatica .....	31
7.2.7. Carichi mobili.....	33
7.2.8. Azioni sismiche.....	36
7.3. ILLUSTRAZIONE DEI CARICHI APPLICATI AL MODELLO .....	38
7.4. COMBINAZIONI DI CARICO ADOTTATE .....	49
7.4.1. Combinazioni per gli SLU-SLV .....	49
7.4.2. Combinazioni per gli SLEf .....	49
7.4.3. Combinazioni per gli SLEqp .....	50
7.4.4. Combinazioni di inviluppo.....	50

<b>8. VERIFICHE STRUTTURALI.....</b>	<b>51</b>
8.1. DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI.....	51
8.2. RITTO (DIAFRAMMA).....	88
8.2.1. Verifiche di resistenza SLU/SLV.....	88
8.2.2. Verifiche a fessurazione (SLEf – SLEqp).....	92
8.3. SOLETTA SUPERIORE.....	98
8.3.1. Verifiche di resistenza SLU/SLV.....	98
8.3.2. Verifiche a fessurazione (SLEf – SLEqp).....	101
8.4. CIABATTA DI FONDAZIONE.....	104
8.4.1. Verifiche di resistenza SLU/SLV.....	104
8.4.2. Verifiche a fessurazione (SLEf – SLEqp).....	106
<b>9. VERIFICHE GEOTECNICHE E VERIFICHE FONDALI .....</b>	<b>110</b>
9.1. VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE DEI DIAFRAMMI .....	110
9.2. VERIFICA AL GALLEGGIAMENTO.....	114
9.2.1. Verifica strutturale della ciabatta di fondazione per effetto della sottospinta idrostatica.....	115

## 1. DESCRIZIONE DELL'OPERA

Dalla Progr. Km 0+942.90 alla Progr. Km 1+033.90, per uno sviluppo complessivo di 91.0 m, è prevista la realizzazione della galleria artificiale di sottopasso all'Autostrada A22, denominata IGA01. L'angolo sotteso dall'intersezione fra i due assi stradali è pari a circa 35°.

La piattaforma stradale presenta una larghezza pari a 8.0 m. Lungo entrambi i lati della carreggiata sono previsti allargamenti pari a 0.50 m per l'alloggiamento dei profili ridirettivi, nonché ulteriori 0.50 m a tergo degli stessi per l'alloggiamento di polifere impiantistiche, da cui la larghezza complessiva interna risulta di 10.0 m.

Come da Normativa, l'altezza netta minima interna è sempre superiore a 5.0 m a cui vanno ad aggiungersi, ulteriori 30 cm come spazio per l'inserimento dell'impianto di illuminazione.

I piedritti della galleria sono costituiti da diaframmi di spessore 1.0 m e lunghezza 25.0 m. La copertura è realizzata mediante solettone in cemento armato (c.a.) di spessore 1.10 m gettato in opera contro terra, previa preparazione del piano di posa con letto di sabbia e telo in pvc e regolarizzazione della testa dei diaframmi, mediante scapitozzatura. La platea di fondazione è prevista sempre in c.a., ha uno spessore di 1.20 m ed è gettata in opera sopra uno strato di calcestruzzo magro di spessore 20.0 cm. Previa idropulizia dei diaframmi, dalla platea spiccano su entrambi i lati, due muri in c.a. di spessore di 30.0 cm che creano una superficie regolare. La galleria artificiale si prevede impermeabilizzata internamente lungo le pareti mediante membrana bentonitica posta in opera tra i diaframmi e la controparete mentre al di sotto del solettone di fondazione è prevista una guaina in PVC di spessore 2mm.

A tergo dei profili ridirettivi è ricavato l'alloggiamento delle polifere impiantistiche. Per la raccolta dei liquidi provenienti dalla piattaforma stradale è previsto un sistema costituito da una canala grigliata e pozzetti con caditoia che tramite tubazione inserita all'interno del riempimento posto al di sotto del rinfiacco e profilo ridirettivo convoglia i liquidi così raccolti sino alla vasca di accumulo dotata di impianto di sollevamento.

Per realizzare la galleria, dovendo mantenere in esercizio il traffico autostradale su entrambe le carreggiate, si prevede la costruzione per fasi. Dapprima si realizzano i diaframmi su una carreggiata per volta e poi l'impalcato di copertura della struttura. Infine con il traffico in esercizio, si realizza lo scavo dall'interno del fornace con sistema "top down" costruendo in opera la platea di fondazione e le contropareti.

Nel seguito si riporta il dimensionamento degli elementi strutturali principali, per quanto riguarda le opere provvisorie (palancolati) a presidio degli scavi si rimanda agli elaborati geotecnici tipologici:



- 
- PD\_0\_000\_00000\_0\_GT\_FC\_04: TIPOLOGIE DI OPERE PROVVISORIALI A PRESIDIO DEGLI SCAVI 1/2.
- PD\_0\_000\_00000\_0\_GT\_FC\_05: TIPOLOGIE DI OPERE PROVVISORIALI A PRESIDIO DEGLI SCAVI 2/2.
- PD\_0\_000\_00000\_0\_GT\_RC\_01: RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI A PRESIDIO DEGLI SCAVI.

## **2. NORMATIVA TECNICA DI RIFERIMENTO**

---

Si veda in proposito l'elaborato "PD\_0\_0000\_0000\_0\_GE\_KT\_01".

### 3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Si veda in proposito gli elaborati “PD\_0\_0000\_0000\_0\_GE\_TB\_01” e “PD\_0\_0000\_0000\_0\_GE\_KT\_02”.

#### 3.1. DURABILITÀ, CLASSI DI ESPOSIZIONE, REQUISITI IN MERITO ALLA FESSURAZIONE

Si veda in proposito gli elaborati “PD\_0\_0000\_0000\_0\_GE\_TB\_01” e “PD\_0\_0000\_0000\_0\_GE\_KT\_02”.

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 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)

In sintesi, per le opere in oggetto, ai fini della durabilità si fa riferimento alle seguenti classi di esposizione così come definite da UNI EN 206-1:2006 ed UNI 11104:2004:

- Soletta superiore: XC3;
- Soletta di fondazione e diaframmi: XC2.

Ai fini delle verifiche a fessurazione, le suddette classi di esposizione sono inquadrare dalla norma nella condizione ambientale ordinaria.

Sulla base della classe di esposizione sopra descritta si individuano i seguenti valori limite di apertura delle fessure stesse.

- Condizioni ordinarie:  
Combinazione frequente:  $w_3 = 0.4$  mm.  
Combinazione quasi permanente:  $w_2 = 0.3$  mm.

## 4. INCIDENZE

Si forniscono qui di seguito le incidenze d'armatura relative ai singoli elementi costituenti l'opera.

Cod Wbs	Descrizione Opera	Parte d'opera	Incidenza kg/mc				Incidenza kg/mq
			Pali di ancoraggio	Diaframmi	Fondazione	Elevazioni e Contropareti	
	<b>Interconnessione A22 - Muri ad U</b>						
IMU01	Trincea	TRINCEA			100	140	
IMU02	Trincea	TRINCEA			110	160	
IMU03	Trincea	TRINCEA			110	160	
IMU04	Trincea	TRINCEA			110	160	
IMU04	Trincea	STAZ. DI SOLLEVAMENTO (*)			120	150	
IMU04	Trincea	VASCA (*)			120	150	
IMU05	Trincea	TRINCEA			110	160	
IGA01	Galleria sotto A22	GALLERIA		175	140		200
IGA02	Monolite di varo sotto FS	GALLERIA			185	140	190
IGA02	Galleria di prolungamento del monolite	GALLERIA			185	140	190

\* Sono presenti due stazioni di sollevamento e 2 vasche di sollevamento

## 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 (in questo caso rappresentata da un diaframma).

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.

Ai fini della definizione del regime di spinta si possono distinguere le seguenti categorie d'opera:

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

L'opera in esame può essere catalogata nella categoria dei muri indeformabili che include i manufatti aventi pareti adeguatamente contrastate, quali, appunto, gli scatolari. Per opere di tal tipo la condizione di spinta da assumere è quella a riposo.

Nel seguito si distinguerà tra condizioni di spinta statiche e condizioni di spinta in presenza di sisma.

1 - Nel primo caso si assume in via generale la condizione di spinta a riposo. Tuttavia, al fine di massimizzare i momenti positivi ad intradosso del solettone superiore si considererà, in maniera cautelativa, anche l'ipotesi alternativa di spinta attiva.

2 – Nel secondo caso, si opera secondo l'approccio pseudo-statico nel quale l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico. Nelle verifiche allo stato limite ultimo, i valori dei coefficienti sismici orizzontale e verticale possono essere valutati mediante le seguenti espressioni:

$$\text{Orizzontale } k_h = \beta_m a_{\max}/g$$

$$\text{Verticale } k_v = \pm 0.5 k_h$$

dove:

$a_{\max} = S \cdot a_g$ , accelerazione massima attesa al sito

$a_g$  = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido

S = coefficiente che comprende gli effetti di amplificazione topografica e stratigrafica

$$\beta_m = 1.00$$

Per quanto riguarda il regime di spinta, la forza dinamica dovuta all'incremento di spinta del terreno è calcolata secondo la teoria di Wood.

### 5.1.1. Spinte del terreno in condizioni statiche

#### Spinta a riposo

Nel caso di terreno stratificato, ad una generica profondità z, la spinta orizzontale totale sulla parete è data da:

$$\sigma_0(z) = \sum [k_{0i} [\sigma_{vi}(z) - u(z)] + u(z)]$$

essendo  $\sigma_0(z)$  la pressione verticale agente alla profondità z,  $u(z)$  la spinta orizzontale idrostatica calcolata alla stessa profondità e  $k_0$  il coefficiente di spinta a riposo assunto pari a:

$$k_{0i} = 1 - \text{sen} \phi_i'$$

#### Spinta attiva

Nel caso di terreno stratificato, ad una generica profondità z, la spinta orizzontale totale sulla parete è data da:

$$\sigma_a(z) = \sum [k_{ai} [\sigma_{vi}(z) - u(z)] + u(z)]$$

essendo  $\sigma_0(z)$  la pressione verticale agente alla profondità z,  $u(z)$  la spinta orizzontale idrostatica calcolata alla stessa profondità e  $k_a$  il coefficiente di spinta attiva assunto pari a:

$$k_{ai} = [\text{tg}(45^\circ - \phi_i'/2)]^2$$

### 5.1.2. Spinte del terreno in condizioni sismiche

Nel caso di strutture rigide che sono completamente vincolate, in modo tale che non può svilupparsi nel terreno uno stato di spinta attiva, e per un muro verticale con terrapieno a superficie orizzontale, la forza dinamica dovuta all'incremento di spinta del terreno può essere presa uguale a:

$$\Delta P_d = \alpha \cdot S \cdot \gamma \cdot H^2$$

dove:

- $\gamma$  è il peso specifico del terreno saturo.
- $H$  è l'altezza del muro.
- $\alpha = a_{\max}/g$ , accelerazione massima attesa al sito su suolo rigido.
- $S$  è il coefficiente che tiene conto dell'amplificazione stratigrafica e topografica.

Il punto di applicazione può essere preso a metà dell'altezza.

Sulla parete di monte la forza dinamica  $\Delta P_d$  si aggiunge alla spinta statica efficace (a riposo) esercitata dal terreno ed alla spinta idrostatica dell'acqua, mentre sulla parete di valle continua ad agire la sola spinta statica efficace (a riposo) esercitata dal terreno ed alla spinta idrostatica dell'acqua.

## 5.2. CRITERI E DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA

---

Si veda in proposito l'elaborato "PD\_0\_0000\_0000\_0\_GE\_KT\_02".

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 dalla norma i cui requisiti di sicurezza sono indicati nella norma stessa.

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 rigidezza 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 rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali (creazione di cerniere plastiche secondo il criterio della gerarchia delle resistenze), mantenendo ancora un margine di sicurezza (resistenza e rigidezza) 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 ad i muri ad "U" 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:

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

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

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

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 ( $S_t$ ).

Le azioni sismiche sono valutate con riferimento ai seguenti dati di base:

Periodo di riferimento:  $V_R = V_N \cdot C_u = 100 \text{ anni} \cdot 2 = 200 \text{ anni}$

dove:

$V_N$  = Vita nominale dell'opera = 100 anni

$C_u$  = Coefficiente d'uso dell'opera = 2.0

Coordinate geografiche di riferimento del sito:

Longitudine: 10.85

Latitudine: 44.91

Accelerazione al suolo su sito di riferimento rigido:  $a_g = 0.228 \text{ g}$

Categoria topografica: T1

Categoria del suolo di fondazione: C

Coefficiente di suolo/topografia:  $S = 1.361$

L'accelerazione massima attesa al sito risulta pertanto pari a:

$$a_{\max} = 0.310 \text{ g}$$

### 5.3. CRITERI PER LE VERIFICHE A FESSURAZIONE

La verifica a fessurazione è stata svolta sia secondo il metodo indiretto tabellare proposto al punto C4.1.2.2.4 della CM n.617 sia secondo metodo analitico.

La verifica a fessura secondo il metodo indiretto tabellare risulta soddisfatta operando mediante la verifica della tensione di trazione agente nelle barre in acciaio calcolata in ipotesi classica di sezione parzializzata (metodo “n”) secondo la combinazione di calcolo pertinente (a seconda dell’aggressività dell’ambiente) in funzione del diametro massimo delle barre e dell’interasse tra le barre stesse. Qualora la tensione risultasse inferiore a 160.0 MPa la verifica a fessurazione si considera automaticamente soddisfatta.

Le verifiche a fessurazione con metodo diretto invece 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“.

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  $\sigma_s < 0.80 f_{yk}$ .

Nel caso in esame, ritenendo le verifiche tensionali non vincolanti per il dimensionamento dell’opera (se rapportate ad esempio alle verifiche a fessurazione per condizioni statiche), si eseguiranno solamente le verifiche di resistenza nei confronti dello SLV.

## 5.4. 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. Le figure che seguono riassumono le formule di combinazione di norma ed i valori dei coefficienti parziali impiegati per le azioni.

### **Combinazioni SLU-SLE**

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.1)$$

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.2)$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.3)$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.4)$$

### **Combinazione SLV**

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

### **Carichi gravitazionali per valutazione delle masse in fase sismica**

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

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	$\gamma_{e1}$	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	$\gamma_{e2}, \gamma_{e3}, \gamma_{e4}$	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

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
Vento $q_s$	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 $q_s$	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

#### **5.4.1. Combinazioni per la verifica allo SLU-SLV**

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 dei diaframmi nei riguardi dei carichi assiali, verifica nei confronti del sollevamento idraulico in fase definitiva e transitoria di cantiere;

-SLU di tipo strutturale (STR): raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

Le verifiche saranno condotte secondo l'approccio progettuale "Approccio 2" per il quale si impiega un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali definiti per le azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e, eventualmente, per la resistenza globale (R).

Si fa presente che il coefficiente di fattorizzazione del carico conseguente alla spinta idrostatica dell'acqua di falda viene in ogni caso limitato al valore di 1.10. Ciò in quanto valori maggiori corrisponderebbero a quote del livello di falda superiori al livello del pc. In considerazione della non significatività fisica di una tale assunzione si è ritenuto lecito limitare il coefficiente di fattorizzazione di tale carico al valore di 1.10.

#### **5.4.2. Combinazioni per la verifica allo SLE**

Sono state implementate le combinazioni relative agli SLE frequenti (SLEf) e agli SLE quasi permanenti (SLEqp) nei confronti delle quali sono state eseguite le verifiche a fessurazione.

Sono invece state trascurate le combinazioni di carico relative agli SLE rare (SLE r) in quanto le corrispondenti verifiche tensionali richieste dalla norma risultano meno vincolanti rispetto alle verifiche di resistenza nei confronti degli SLU/SLV e a quelle di fessurazione nei confronti degli SLEf/SLEqp.

## 6. PARAMETRI GEOTECNICI

---

### 6.1. STRATIGRAFIA DI PROGETTO

---

La stratigrafia di progetto è descritta nel seguito a partire dall'estradosso del manto stradale dell'autostrada A22:

1. da 0.00 m a – 6.20 m: RILEVATO STRADALE ESISTENTE;
2. da -6.20 m in poi: TERRENO NATURALE IN SITU.

Le quote di falda sono assunte come di seguito descritto a partire dal piano campagna naturale:

1. - 0.50 m da pc: FALDA A REGIME;
2. – 1.50 da pc: FALDA DURANTE LE FASI TRANSITORIE ESECUTIVE.

### 6.2. PARAMETRI GEOTECNICI

---

Ai fini del calcolo della spinta esercitata dalle terre sui diaframmi e del carico da ricoprimento sulla soletta superiore del manufatto scatolare si utilizzano i parametri seguenti:

1. da 0.00 m a – 6.20 m: RILEVATO STRADALE ESISTENTE
  - angolo di attrito interno del terreno  $\phi' = 38.0^\circ$
  - coesione drenata  $c' = 0$  kPa
  - peso specifico del terreno  $\gamma = 19.50$  [kN/mc]
  - coefficiente di spinta a riposo  $k_0 = 0.384$
  - coefficiente di spinta attiva:  $k_a = 0.238$
2. da -6.20 m in poi: TERRENO NATURALE IN SITU

La tabella che segue riassume la caratterizzazione geotecnica estratta dalla Relazione Geotecnica di cui al rif. [1]

Profondità (m da p.c.) ( $Q_{ref}$ 18.00 m s.l.m.)	Unità -	$z_w$ (m)	$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\varphi'$ (*) (°)	$c'$ (*) (kPa)	$c_u$ (*) (kPa)	$E'$ (kPa)	$M$ (kPa)
0.0÷1.5	2	0.5	19.0	28	0	-	25000	-
1.5÷10.5	1		18.8	18-22	0-4	30-40	2972-4141	4000-5573
10.5÷20.0	4		19.0	31	0	-	30000	-
Da 20.0	5		19.5	31	0	-	55000	-

$Q_{ref}$  = quota assoluta inizio caratterizzazione (m s.l.m.);  
 $z_w$  = profondità falda di progetto;  
 $\gamma_n$  = peso di volume naturale (kN/m<sup>3</sup>);  
 (\*) = Il valore caratteristico di tale parametro viene determinato come segue:
 

- valori prossimi al valore medio dovranno essere assunti per verifiche che coinvolgono un volume di terreno tale da compensare eventuali eterogeneità e/o quando la struttura a contatto con il terreno presenta una rigidità tale da consentire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti;
- valori prossimi al valore minimo di tale parametro dovranno essere adottati per verifiche che coinvolgono modesti volumi di terreno e/o quando la struttura a contatto con il terreno non è in grado di garantire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti a causa della sua scarsa rigidità.

 $\varphi'$  = valore dell'angolo di resistenza al taglio (°);  
 $c'$  = valore della coesione efficace (kPa);  
 $c_u$  = valore della coesione non drenata (kPa);  
 $E'$  = modulo di Young (MPa);  
 $M$  = valore del modulo edometrico.

Nel seguito si farà riferimento ad una caratterizzazione geotecnica semplificata rappresentata da un terreno mono-strato caratterizzato dai seguenti parametri geotecnici:

- angolo di attrito interno del terreno  $\phi' = 23.0^\circ$ .
- coesione drenata  $c' = 0$  kPa.
- peso specifico del terreno saturo d'acqua  $\gamma_{sat} = 18.50$  [kN/m<sup>3</sup>].

La scelta dei parametri geotecnici sopra riportati è giustificata e cautelativa in quanto il valore dell'angolo di attrito interno, che interviene sia nelle verifiche geotecniche che nel calcolo delle spinte sui paramenti, deriva da una media pesata dei valori relativi alle unità 2 ( $\phi' = 28^\circ$ ) e unità 1 ( $c' = 2$  kPa,  $\phi' = 20^\circ$ ) che, per lo stato tensionale relativo alle profondità in esame, possono essere ritenuti equivalenti a  $c' = 0$  kPa,  $\phi' = 22^\circ$ ;

Nel seguito si riporta l'elenco degli ulteriori parametri impiegati nelle elaborazioni.

- coefficiente di spinta a riposo  $k_0 = 0.609$
- coefficiente di spinta attiva:  $k_a = 0.438$

## 7. GALLERIA: DIMENSIONAMENTO

---

### 7.1. MODELLAZIONE STRUTTURALE

---

L'analisi della struttura è stata condotta con il programma agli elementi finiti SAP2000 v. 15.0.1 della "Computers & Structures Inc.", Berkeley – California (USA), schematizzando i vari setti con elementi "beam".

### 7.2. MODELLAZIONE ADOTTATA

---

La struttura viene schematizzata attraverso un modello analitico piano agli elementi finiti che modella il comportamento di una fascia di opera di lunghezza unitaria. Gli elementi strutturali costituenti l'opera (soletta superiore, diaframmi, ciabatta di fondazione) sono modellati con elementi tipo beam di larghezza pari ad 1.00 m. I nodi diaframmi-soletta superiore prevedono integrale continuità e sono modellati come continui; il vincolo di collegamento tra ciabatta di fondazione e diaframmi è modellato come una cerniera.

La modellazione della struttura tiene conto della sequenza costruttiva dell'opera che si svolge con il seguente procedimento:

- **a.** Infissione dei diaframmi fino approssimativamente a metà sviluppo planimetrico dell'opera, in modo da lasciare il traffico aperto su metà carreggiata dell'autostrada A22.
- **b.** Esecuzione di un primo scavo per la sola profondità necessaria a realizzare la soletta superiore che si va a collegare ai sottostanti diaframmi.
- **c.** Ripetizione delle fasi a e b per la rimanente parte d'opera a traffico invertito sulla A22.
- **d.** Ripristino del regolare traffico veicolare sull'intera carreggiata della A22.
- **e.** Esecuzione dello scavo al di sotto della soletta superiore per l'intera lunghezza dell'opera; lo scavo è eseguito fino alla quota di intradosso del magro di fondazione; in tale fase l'opera è sollecitata dal traffico veicolare in soletta ed è ancora assente la ciabatta di fondazione.
- **f.** Realizzazione della ciabatta di fondazione ed apertura della galleria al traffico veicolare (regime).

La modellazione tiene conto delle fasi significative del processo sopra descritto. In particolare, si sono individuate le seguenti due fasi:

1) **Modello di fase 1:** il modello descrive la fase e. Sono presenti i diaframmi e la soletta superiore ed è assente la ciabatta di fondazione. In tale fase agiscono i seguenti carichi:

- Peso proprio della soletta superiore e dei diaframmi 7.2.2.
- Peso del ricoprimento agente sulla soletta superiore 7.2.2.
- Spinta statica del terreno sui diaframmi 7.2.4.
- Carichi mobili sulla soletta superiore e spinta sui diaframmi esercitata dal sovraccarico laterale 7.2.5, 7.2.7.

2) **Modello di fase 2:** il modello descrive la fase f. Sono presenti i diaframmi, la soletta superiore e la ciabatta di fondazione. In tale fase si aggiungono all'opera i seguenti carichi:

- Peso proprio della ciabatta di fondazione 7.2.2.
- Peso del ricoprimento agente sulla ciabatta di fondazione e del rivestimento interno dei diaframmi 7.2.2.
- Coazioni: ritiro e variazioni termiche 7.2.3.
- Spinta idrostatica sui diaframmi 7.2.6 (nelle fasi realizzative, il livello di falda è forzatamente mantenuto al di sotto del piano fondale).
- Carichi mobili sulla soletta superiore, sulla ciabatta di fondazione e spinta sui diaframmi esercitata dal sovraccarico laterale 7.2.5, 7.2.7 (carico da intendersi non aggiuntivo ma alternativo rispetto a quello agente in fase 1).
- Azione del sisma 7.2.8.

Le sollecitazioni e gli spostamenti complessivi dell'opera nel suo esercizio a regime si ottengono sommando, a posteriori, gli effetti indotti dai carichi nelle due fasi di modellazione sopra descritte (fase 1 + fase2).

Nei confronti di tali effetti complessivi saranno eseguite le verifiche agli SLU-SLE previste dalla norma, includendo gli effetti dell'azione sismica (SLV).

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

- una sezione rettangolare  $b \times h = 100 \times 110$  cm per la soletta superiore;
- una sezione rettangolare  $b \times h = 100 \times 100$  cm per i diaframmi;
- una sezione rettangolare  $b \times h = 100 \times 120$  cm per la ciabatta di fondazione.

La ciabatta di fondazione ed i diaframmi sono modellati con elementi beams su suolo elastico alla Winkler, adottando molle elastiche per unità di lunghezza corrispondenti ad un valore della costante di sottofondo pari

a:  $K_s = 5000 \text{ kN/m}^3$  (rigidezza delle molle:  $k = 5000 \text{ kN/m/m}$ , in direzione verticale per la ciabatta di fondazione ed in direzione orizzontale per i diaframmi).

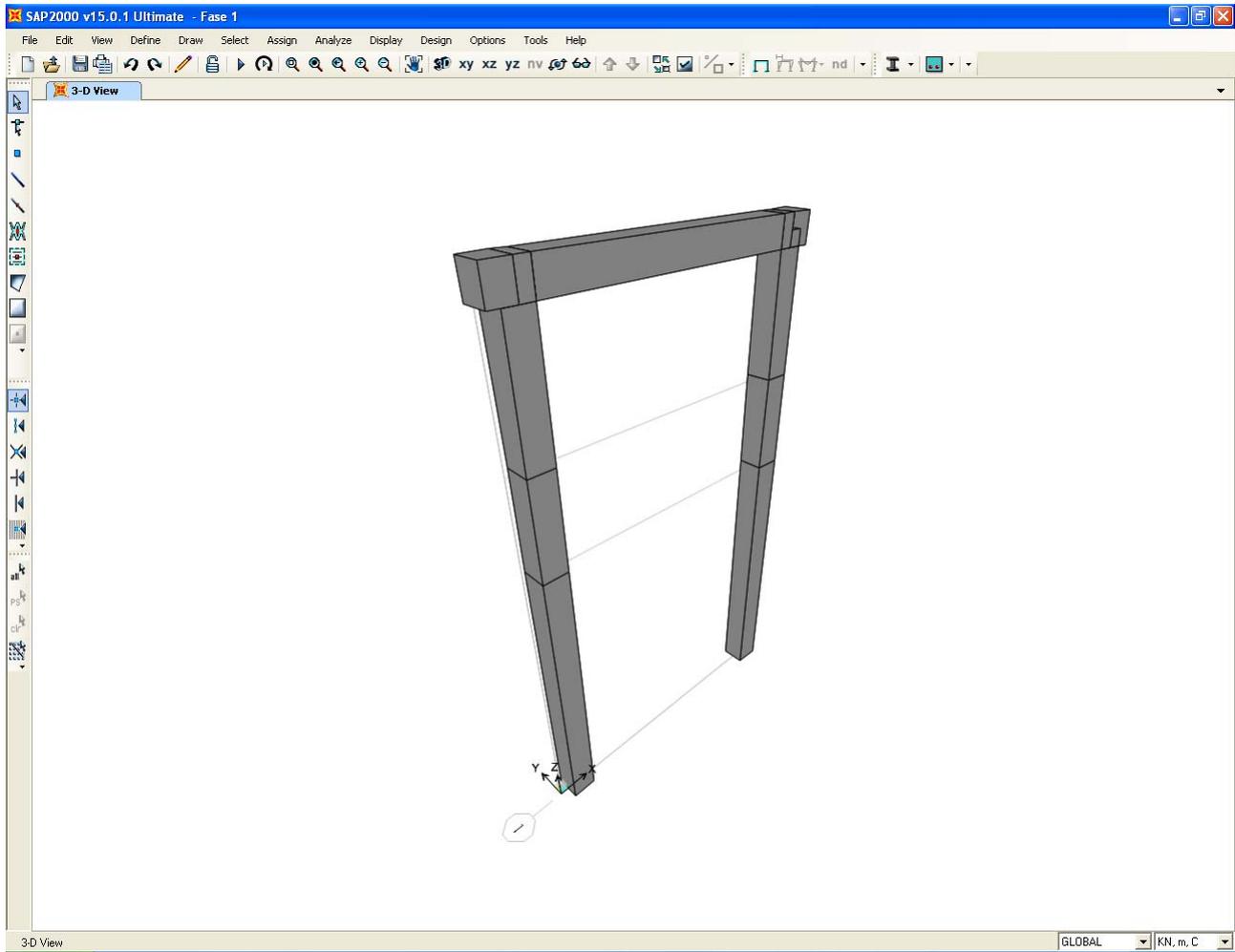
Per quanto riguarda i diaframmi, le suddette molle sono state applicate solamente al tratto di beam posto al di sotto della ciabatta fondale. In tal modo si trascura cautelativamente per il tratto superiore di diaframma la collaborazione col terreno.

Per modellare la deformabilità verticale dei diaframmi sono state applicate molle elastiche per unità di lunghezza in direzione verticale in aggiunta a quelle orizzontali precedentemente descritte.

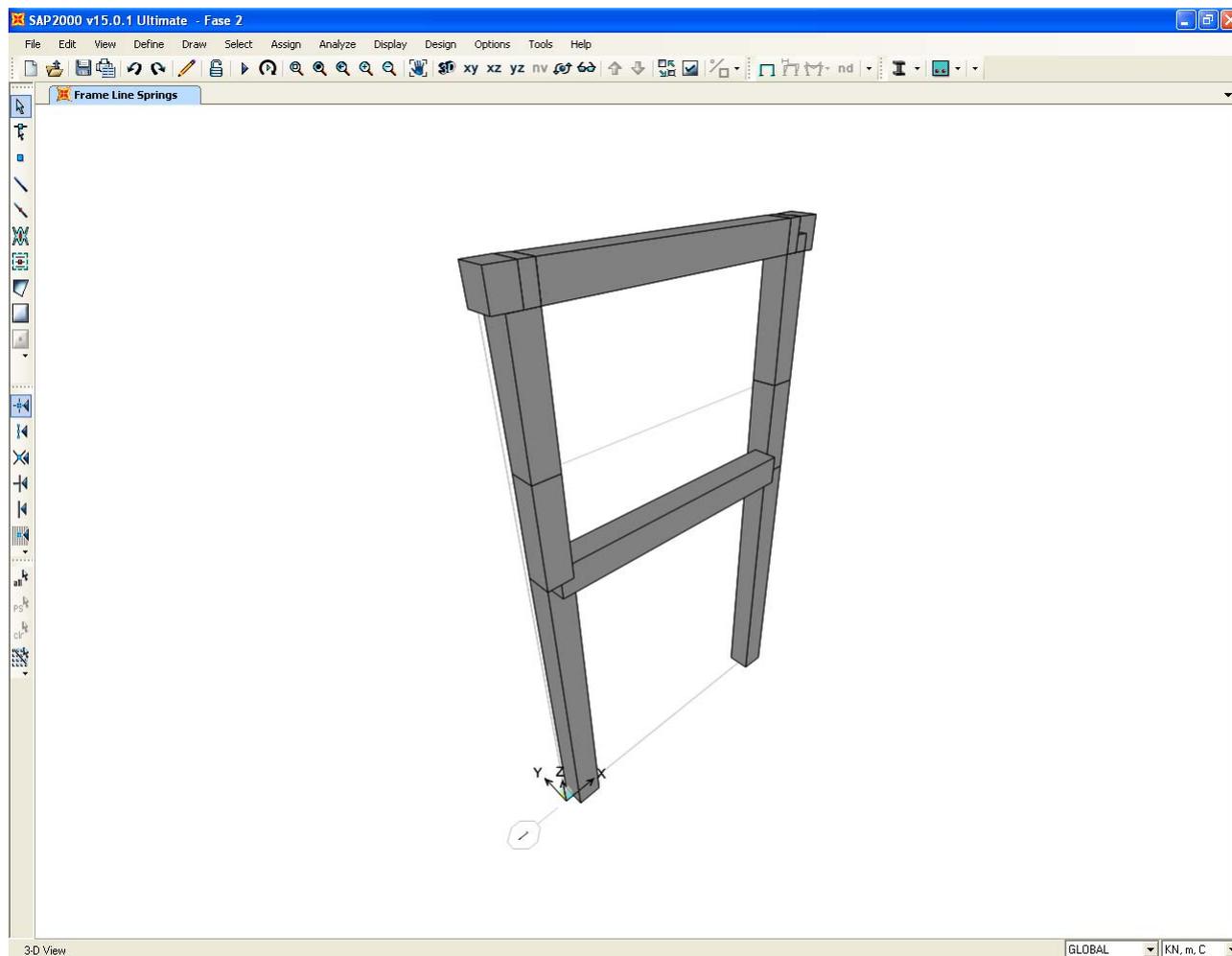
La valutazione dell'entità delle molle verticali è eseguita con il seguente criterio:

- Si effettua una stima cautelativa della capacità portante per un diaframma (larghezza unitaria) della lunghezza di 20m:  $R = 1800 \text{ kN}$ .
- Ipotizzando un abbassamento di 1 cm in corrispondenza del suddetto valore di capacità portante, si ha una rigidezza verticale complessiva del complesso diaframma-terreno di 180000 kN/m; considerando la lunghezza dell'elemento beam (11.60 m) rappresentante la parte di diaframma completamente immersa nel terreno, la rigidezza delle molle per unità di lunghezza ammonta a circa 15000 kN/m/m.

Le figure che seguono illustrano i modelli di calcolo adottati.



**FIGURA 7-1 - MODELLO DI FASE 1**



**FIGURA 7-2 - MODELLO DI FASE 2**

### **7.2.1. Analisi dei carichi**

Nel seguente paragrafo si descrivono i carichi elementari da assumere per le verifiche agli stati limite ultimi e agli stati limite di esercizio.

Per facilitare il compito della modellazione si è distinto tra condizioni elementari di carico e combinazioni elementari di carico. Queste ultime sono rappresentate da combinazioni lineari degli effetti indotti dalle singole condizioni elementari di carico (prefisso C\_) oppure dagli involuipi di queste ultime (prefisso I\_). In tal modo, è possibile riunire, in modo cautelativo, in un'unica combinazione di involucro svariate distribuzioni spaziali di carico derivanti da un'unica fonte. Questa operazione consente di semplificare notevolmente la definizione delle combinazioni di carico di progetto previste dalle norma (7.4).

<b>Condizioni elementari di carico</b>	<b>Sigla</b>	<b>Applicata al modello</b>	
Peso proprio soletta	DEAD	1	
Peso proprio diaframmi	DEAD	1	
Peso proprio ciabatta	DEAD	2	
Sovraccarico permanente soletta	SP	1	
Sovraccarico permanente diaframmi	SP	2	
Sovraccarico permanente ciabatta	SP	2	
Variazione termica positiva	TMP	Vedi combinazioni elementari	
Variazione termica negativa	TMN		
Ritiro	RIT	2	
Spinta statica del terreno (riposo) - sx	STRsx	Vedi combinazioni elementari	
Spinta statica del terreno (attiva) - sx	STAsx		
Spinta statica del terreno (riposo) - dx	STRdx		
Spinta statica del terreno (attiva) - dx	STAdx		
Spinta da sovraccarico - dx	STV dx	Vedi combinazioni elementari	
Spinta da sovraccarico - sx	STV sx		
Spinta idrostatica sui diaframmi	IR	2	
Spinta idrostatica ciabatta	IB	2	
Carico mobile in soletta	M1	Vedi combinazioni elementari	
Carico mobile in soletta	M2		
Carico mobile in soletta	M3		
Carico mobile in ciabatta	M1		
Carico mobile in ciabatta	M2		
Carico mobile in ciabatta	M3		
Forze di inerzia	IN	2	
Incremento dinamico di spinta a monte	STS	2	
<b>Combinazioni elementari di carico</b>		<b>Tipo</b>	<b>Applicata al modello</b>
Inviluppo variazione termica	I_TM	Inviluppo TMP - TMN	2
Spinta riposo	C_STR	STRdx + STRsx	-
Spinta attiva	C_STA	STAdx + STAsx	-
Spinta SB dx	C_STSB dx	STRdx + STAsx	-
Spinta SB sx	C_STSB sx	STAdx + STRsx	-
Inviluppo spinte	I_ST	Inviluppo C_STR - C_STA - C_STSBdx - C_STSBsx	1
Spinta da sovraccarico	C_STV	STVdx+STVsx	-
Inviluppo Spinta da sovraccarico	I_STV	Inviluppo STVdx - STVsx - C_STV	1-2
Inviluppo carico mobile	I_M	Inviluppo M1-M2-M3	1-2

Per quanto riguarda il carico mobile ( $I_M$ ,  $I_{STV}$ ), questi può agire sia nella fase 1 (soletta superiore e spinta laterale sui ritti) che nella fase 2 (soletta superiore, ciabatta inferiore e spinta laterale sui ritti). Dal punto di vista operativo, si è proceduto considerando agenti il carico mobile sulla soletta e le spinte da sovraccarico laterale solamente nel modello di fase 1. Tale modo di procedere semplifica in modo notevole l'operazione di somma degli effetti di fase 1 e 2, senza grandi errori nella valutazione delle sollecitazioni indotte nella struttura nella sua fase di esercizio a regime.

Per i materiali si assumono i seguenti pesi specifici:

- calcestruzzo armato:	25 kN/m <sup>3</sup>
- calcestruzzo magro	23 kN/m <sup>3</sup>
- rilevato	19.5 kN/m <sup>3</sup>
- Riempimenti e pavimentazione	22 kN/m <sup>3</sup>
- Acqua	10 kN/mc.

### **7.2.2. Peso proprio e carichi permanenti portati**

Il peso proprio degli elementi strutturali (**DEAD**) è calcolato sulla base delle dimensioni geometriche degli elementi strutturali ed assumendo un peso per unità di volume del ca pari a 25 kN/mc.

Il sovraccarico permanente (**SP**) agente sulla ciabatta di fondazione e sul solettone superiore è calcolato assumendo un peso specifico medio del riempimento stesso pari a 22 kN/mc ed uno spessore medio del riempimento pari a:

- Solettone superiore: 0.50 m -->  $p_v = 11\text{kPa}$
- Ciabatta di fondazione: 1.10 m -->  $p_v = 24.2\text{kPa}$

Per quanto riguarda il peso del ricoprimento della superficie interna dei diaframmi si assume un peso per unità di volume di 25 kN/mc ed uno spessore di 0.30 m. Il corrispondente peso per unità di superficie risulta:  $p_v = 7.50\text{ kPa}$ .

Il sovraccarico permanente non verrà messo in conto nelle verifiche al galleggiamento eseguite per la fase transitoria di cantiere.

### 7.2.3. Variazioni termiche e ritiro

#### VARIAZIONI TERMICHE

Al fine di mettere in conto degli effetti termici sulle strutture dello scatolare si fa riferimento alle indicazioni riportate ai punti 3.5.5 (variazione termica uniforme in strutture in ca protette) e 5.2.2.5.2 (variazione termica non uniforme) delle NTC08 assumendo:

- Variazione termica uniforme (soletta superiore):  $\pm 10^\circ \text{C}$ ;
- Gradiente di temperatura nello spessore dell'elemento (soletta superiore e ritti):  $\pm 5^\circ \text{C}$ .

Combinando le variazioni tra loro si ha:

#### 1) Variazione termica positiva (TMP)

- Estradosso soletta superiore:  $+7.5^\circ \text{C}$ ;
- Intradosso soletta superiore:  $+12.5^\circ \text{C}$ ;
- Interno ritti:  $+2.5^\circ \text{C}$ ;
- Esterno ritti:  $-2.5^\circ \text{C}$ ;

#### 2) Variazione termica negativa (TMN)

- Estradosso soletta superiore:  $-7.5^\circ \text{C}$ ;
- Intradosso soletta superiore:  $-12.5^\circ \text{C}$ ;
- Interno ritti:  $-2.5^\circ \text{C}$ ;
- Esterno ritti:  $+2.5^\circ \text{C}$ ;

Le variazioni termiche in platea sono state trascurate in quanto protetta sia superiormente che inferiormente.

Per il coefficiente di dilatazione termica si assume:  $\alpha t = 10 \cdot 10^{-6} \text{C}^{-1}$ .

#### RITIRO

Si considera soggetta a fenomeni di ritiro la sola soletta superiore. La deformazione totale da ritiro si può esprimere come somma del ritiro da essiccamento e del ritiro autogeno:

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

dove:

$\varepsilon_{cs}$  è la deformazione totale per ritiro;

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

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

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

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

può essere valutato mediante i valori della Tab. 11.2.Va-b (NTC) in funzione della resistenza caratteristica a compressione, dell'umidità relativa e del parametro  $h_0$ . I valori intermedi dei parametri indicati in tabella si ottengono per l'interpolazione lineare.

Nel caso in esame si assume:

- $U_r = 70\%$
- $\varepsilon_{c0} = - 0.361 \text{ ‰}$  ( $f_{ck} = 28 \text{ N/mm}^2$ )
- $h_0 = 2A_c/u = 2 * (1000 * 1100) \text{ mm}^2 / 2000 \text{ mm} = 1100 \text{ mm} > 500 \text{ mm}$
- $k_h = 0.70$

Risulta:  $\varepsilon_{cd,\infty} = - 0.253 \text{ ‰}$

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro autogeno  $\varepsilon_{ca}$ , può essere valutato mediante l'espressione:

$$\varepsilon_{ca,\infty} = -2.5 * (f_{ck} - 10) * 10^{-6} = - 0.045 \text{ ‰} \quad (\text{con } f_{ck} \text{ in } \text{N/mm}^2)$$

Ne consegue il seguente valore di deformazione totale da ritiro:

$$\varepsilon_{cs} = - 0.30 \text{ ‰}$$

Considerando che il ritiro è un effetto di lungo termine e che quindi interagisce con gli effetti di deformazione viscosa del cls, è corretto riferire l'effetto del ritiro ad un valore ridotto del modulo elastico del cls.

Assumendo cautelativamente un coefficiente di viscosità a tempo infinito pari ad 1.60, il modulo elastico ridotto del cls può essere assunto pari a:  $E_{cinf} = E_c / (1 + 1.6) = 12426 \text{ N/mm}^2$ .

In maniera analoga, e più semplice per l'implementazione nel modello di calcolo (nel quale il modulo elastico del cls è assunto pari al suo valore istantaneo), si può assumere il seguente valore ridotto di deformazione da ritiro:

$$\varepsilon_{cs \text{ rid}} = -0.30 \text{ ‰} / 2.6 = -0.115 \text{ ‰}$$

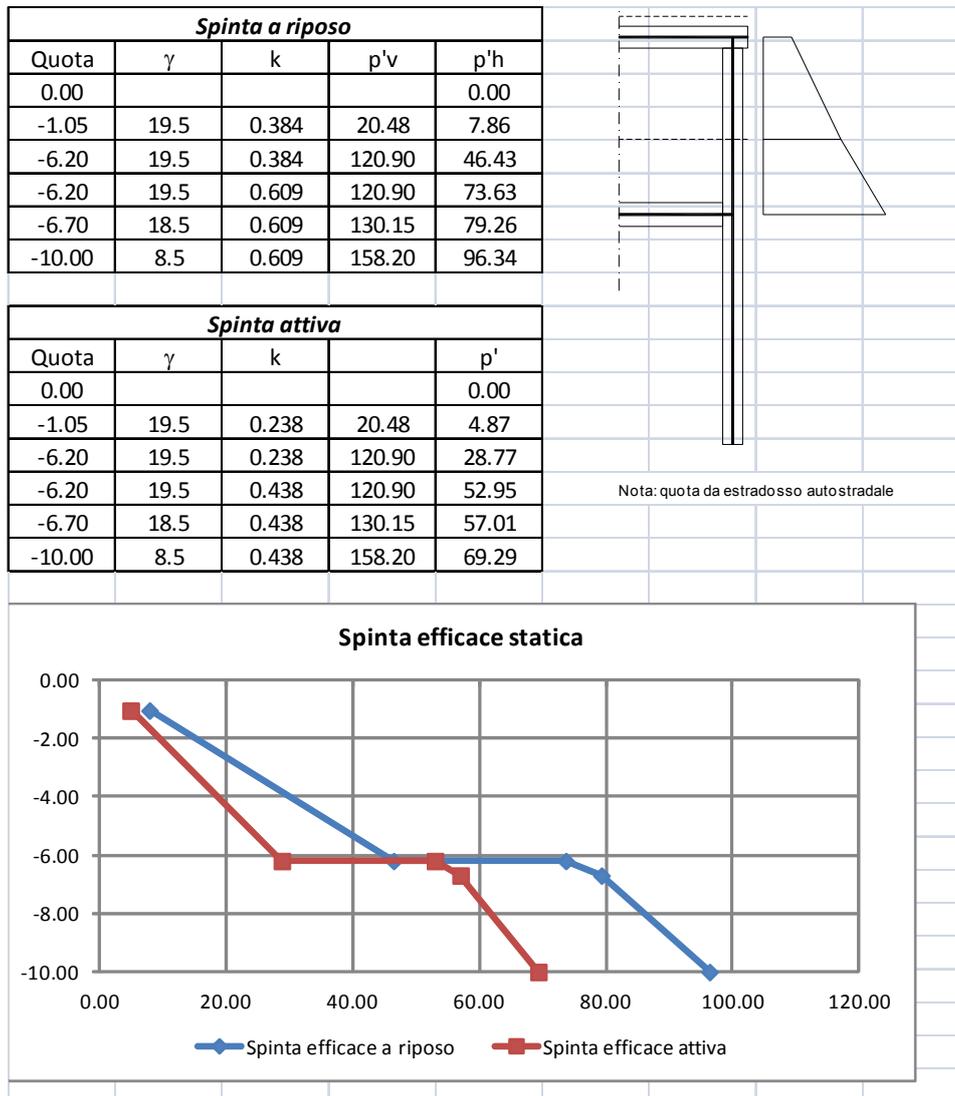
Nel modello di calcolo la deformazione da ritiro è stata implementata, nella condizione di carico **RIT**, come una equivalente variazione termica uniforme della soletta di intensità pari a  $T_{eq} = -12^{\circ}\text{C}$  ( $\alpha t = 10 * 10^{-6} \text{ C}^{-1}$ ).

#### **7.2.4. Spinta delle terre in condizioni statiche**

Il calcolo delle spinte efficaci del terreno è effettuato sulla base dei criteri descritti al 4 e dei parametri geotecnici descritti al 6.

La spinta del terreno assume un andamento a spezzata lineare con la profondità. Le tabelle che seguono riassumono i profili di spinta (distanze in metri, pressioni in kPa).

La spinta statica del terreno è applicata al modello di calcolo secondo quattro distinte condizioni elementari di carico, due per ogni ritto (**STR<sub>sx</sub>** - **STA<sub>sx</sub>** e **STR<sub>dx</sub>** - **STA<sub>dx</sub>**).

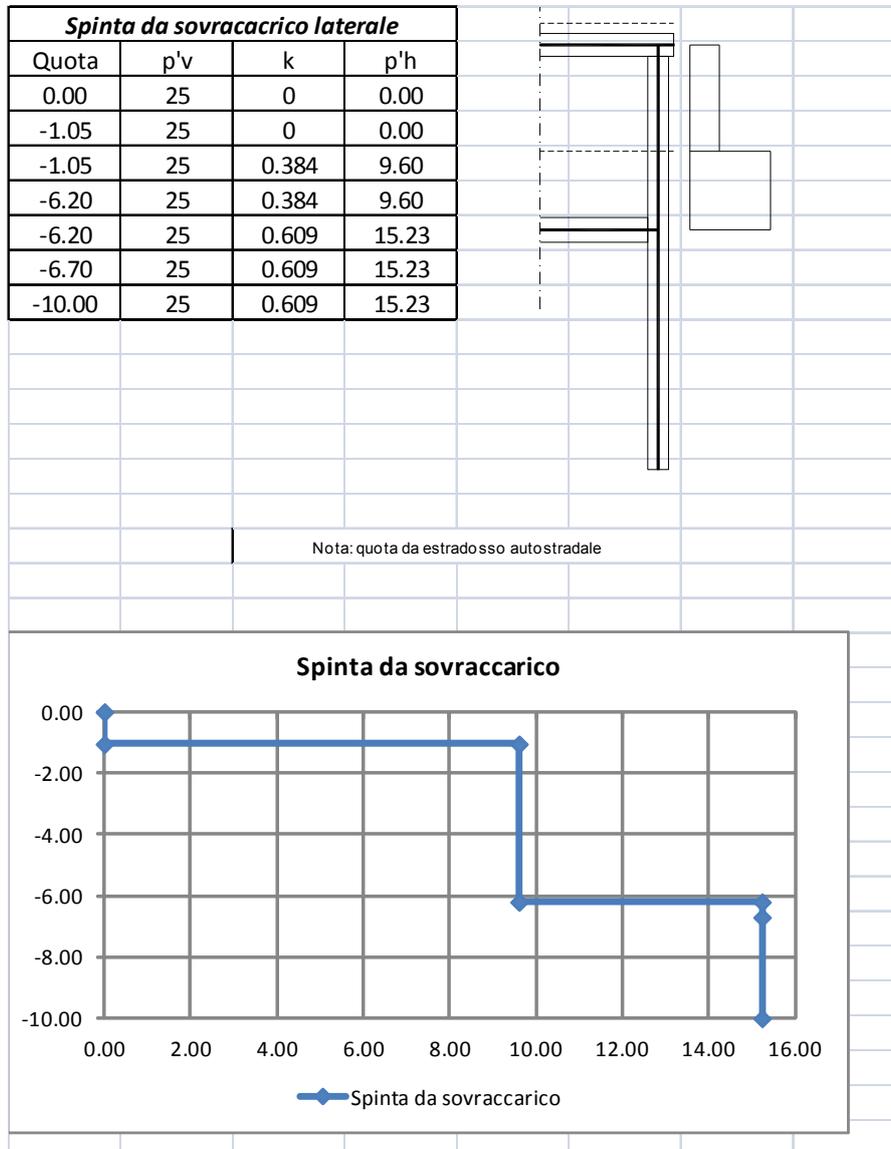


### 7.2.5. Sovraccarico variabile a tergo dei diaframmi e corrispondente spinta sui diaframmi

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 3.0 m e lunga 2.20 m.

Considerando gli effetti di diffusione del suddetto carico nel sottosuolo, la spinta generata dal sovraccarico può essere, per questo caso, calcolata in maniera semplificata equiparando il sovraccarico stesso ad un carico indefinito uniforme di intensità pari a 25 kPa.

La corrispondente spinta esercitata sui diaframmi ha andamento discontinuo a tratti di intensità costante con la profondità come rappresentato nella figura che segue.



La spinta dovuta al sovraccarico è applicata al modello di calcolo secondo due distinte condizioni elementari di carico, una per ogni ritto ( $STV_{sx} - STV_{dx}$ ).

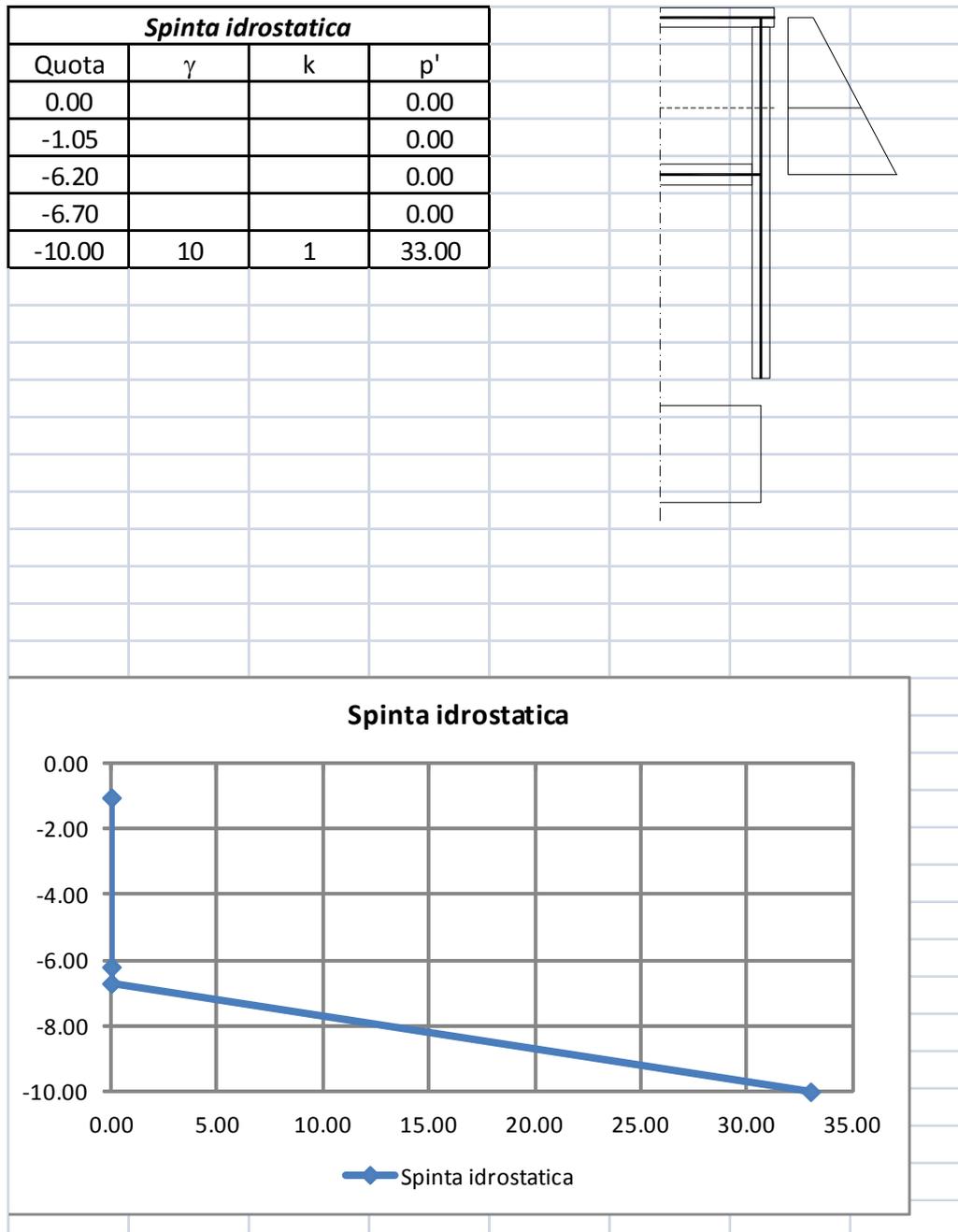
### 7.2.6. Spinta idrostatica

Per il calcolo della spinta idrostatica, si assumono i seguenti livelli statici di falda:

- Fase definitiva: -0.50 m da pc naturale.
- Fase di cantiere: -1.50 m rispetto a pc naturale.

La quota di falda in fase di cantiere è considerata unicamente per le verifiche al galleggiamento.

La spinta idrostatica agente sui ritti assume un andamento lineare con la profondità. La figura che segue illustra il calcolo della spinta idrostatica in fase definitiva.



La spinta idrostatica è applicata al modello di calcolo secondo due condizioni elementare di carico: **IR** (spinta orizzontale sui diaframmi) e **IB** (spinta verticale sulla ciabatta di base).

Per il calcolo dei valori di sottospinta impiegati per le verifiche di galleggiamento, si rimanda al corrispondente paragrafo.

### 7.2.7. Carichi mobili

I carichi mobili sono stati considerati in ossequio alle indicazioni del paragrafo 5.1.3.3 del D.M. 14/01/2008 con riferimento allo schema di carico 1.

I criteri adottati per la schematizzazione dei carichi mobili sono di seguito riassunti:

1) Si trascura l'effettiva inclinazione tra l'asse dell'opera e quello della soprastante autostrada A22 considerando questi come coincidenti tra di loro. In tal modo è come se il traffico autostradale percorresse la soletta superiore dello scatolare lungo l'asse di quest'ultimo. La scelta è cautelativa perché rappresenta la disposizione spaziale di carico mobile che massimizza lo stato di sollecitazione complessivo dello scatolare stesso.

2) La superficie di impronta della singola ruota (lato 40x40 cm) è diffusa a 30° nel ricoprimento e a 45° nel corpo della soletta fino a raggiungere il piano medio di quest'ultima. La soletta superiore ed inferiore hanno diversa capacità di diffusione dei carichi trasmessi dalle ruote dei veicoli di norma in virtù del diverso spessore di ricoprimento. Tuttavia, nel seguito, cautelativamente, per semplicità operativa, si considera uguale diffusione nei due casi assumendo uno spessore di ricoprimento ed uno spessore dell'elemento strutturale pari ai minimi dei due casi, ossia quelli della soletta superiore (ricoprimento 50 cm, spessore soletta 110 cm).

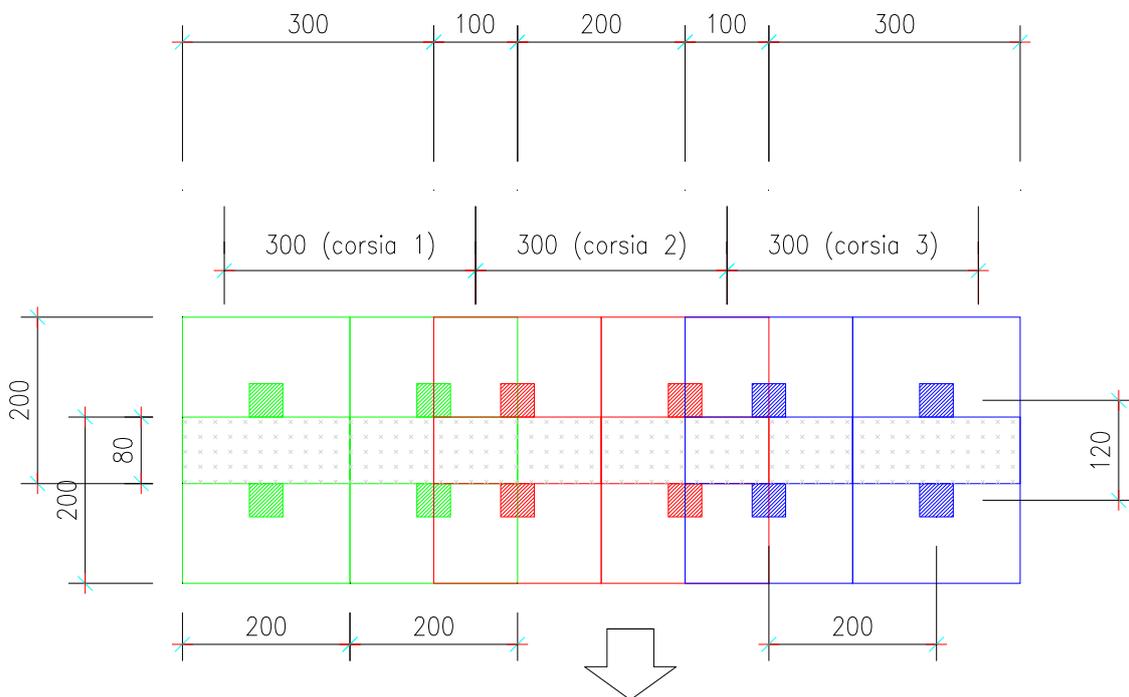
In tal modo si ottiene una superficie diffusa di dimensioni pari a circa 2.00 m x 2.00 m. Sulla base dell'impronta diffusa così ottenuta, si calcola il valore della pressione equivalente ( $p_k$ ) al carico concentrato ( $Q_k$ ) trasmessa all'elemento strutturale.

$$Q_{1k} = 150 \text{ kN} \rightarrow p_{1k} = 37.5 \text{ kN/mq.}$$

$$Q_{2k} = 100 \text{ kN} \rightarrow p_{2k} = 25 \text{ kN/mq.}$$

$$Q_{3k} = 50 \text{ kN} \rightarrow p_{3k} = 12.5 \text{ kN/mq.}$$

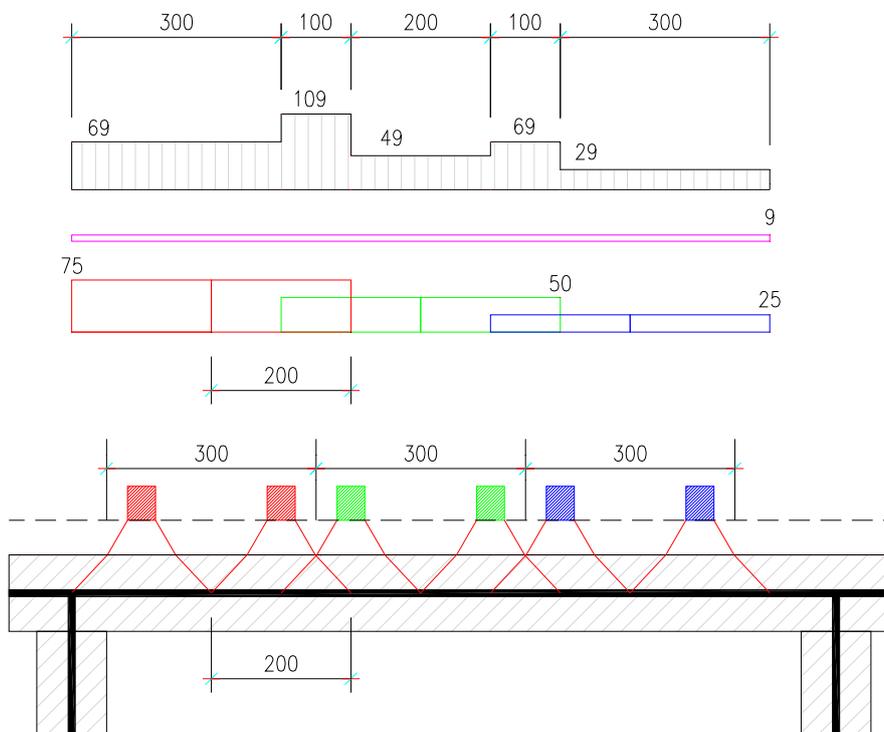
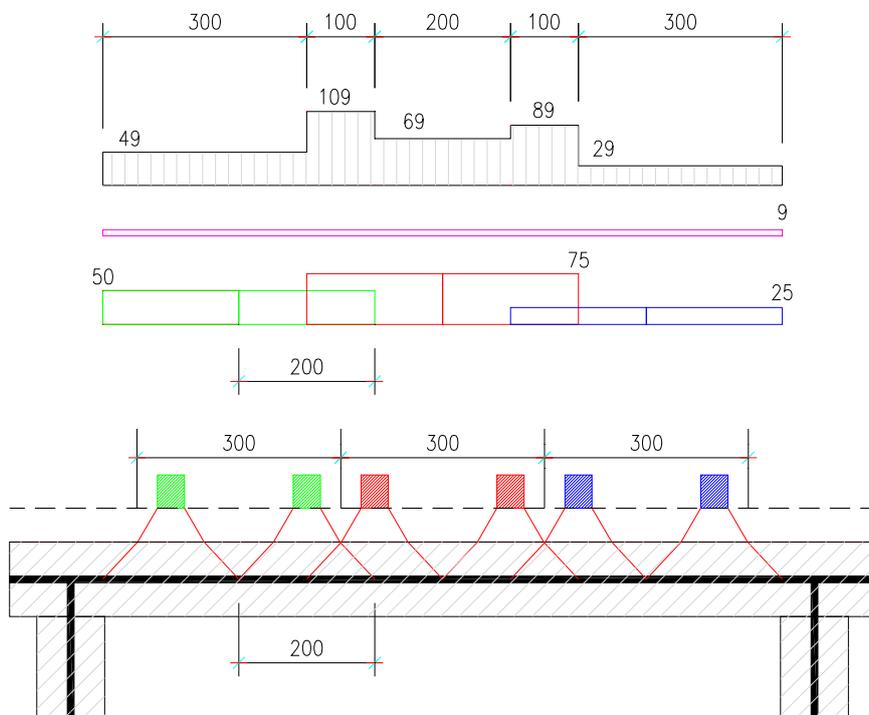
Per effetto della sopra descritta diffusione si hanno zone sovrapposizione tra le varie impronte; in particolare, come evidenziato dalla figura in pianta seguente, in una fascia intermedia di larghezza pari ad 80 cm si ha sovrapposizione sia in senso trasversale (ortogonale al moto), all'interfaccia tra corsie affiancate, che in senso longitudinale (senso del moto) dove la sovrapposizione avviene anche all'interno di una stessa corsia. Tale fascia risulta quella maggiormente caricata in quanto le pressioni trasmesse dalle singole ruote si sommano tra loro. Per uniformare gli effetti indotti dal carico mobile nella fascia più caricata con la dimensione in senso longitudinale della striscia di scatolare impiegata nel modello (1.00 m), le pressioni risultanti dalla predetta sommatoria devono essere ridotte con un coefficiente pari a 0.80.

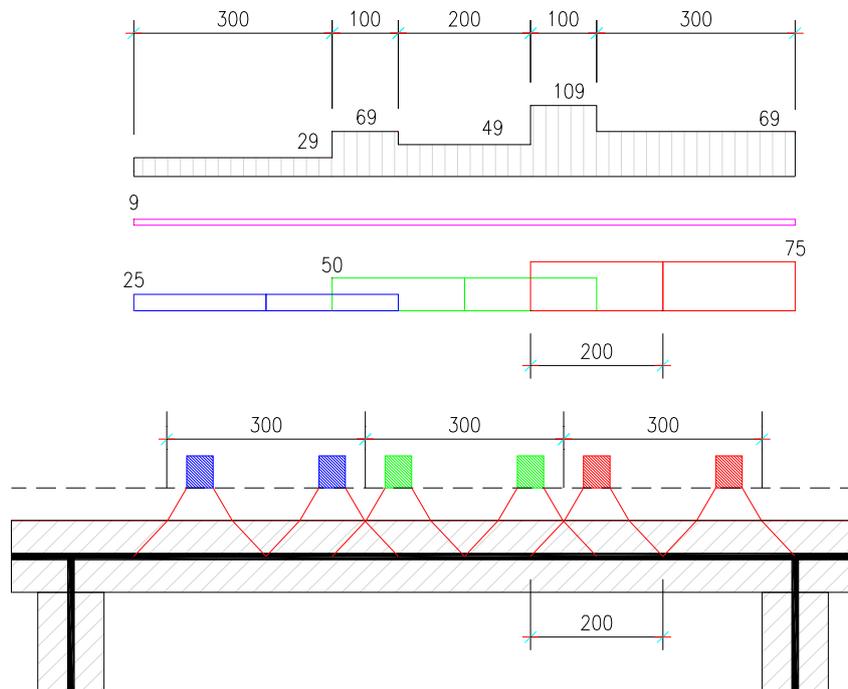


3) Alle pressioni calcolate con i criteri di cui al punto precedente va aggiunto il carico uniformemente distribuito previsto dalla norma che, cautelativamente, si assume pari a 9 kPa indipendentemente dalla corsia.

4) Le pressioni calcolate con i criteri di cui ai punti precedenti sono disposte secondo 3 diverse configurazioni spaziali (**M1**, **M2**, **M3**) in maniera da massimizzare sia le sollecitazioni flessionali che taglianti. Le tre configurazioni di carico predette sono applicate in modo congiunto sia alla soletta superiore che inferiore; in tal modo si limita il numero di casi di carico da indagare e non si commette errore stante la mancanza di continuità flessionale tra la soletta inferiore ed il resto della struttura.

Le figure che seguono illustrano, (con riferimento alla soletta superiore) le tre disposizioni di carico mobile adottate (come detto per la soletta inferiore le disposizioni sono identiche).





L'azione di frenatura è stata trascurata in quanto insignificante per il dimensionamento dell'opera anche considerando l' inclinazione dell'asse longitudinale dell'opera rispetto all'asse della soprastante A22. L'azione di frenatura, infatti si scarica in gran parte lungo la direzione longitudinale della galleria, direzione nella quale le pareti presentano resistenza elevatissima.

### 7.2.8. Azioni sismiche

Le forze di seguito descritte sono calcolate con riferimento agli SLV.

- FORZE INERZIALI (IN)

Le forze inerziali per unità di lunghezza indotte dal sisma sono valutate con la seguente espressione:

$$ph = W \cdot kh$$

dove:  $kh = \beta_m a_{max}/g = 0.310$

W è il "peso sismico" per unità di lunghezza dell'elemento considerato:

- Ritti:

$$W = W_p + W_t = 25 \text{ kN/m} + 7.5 \text{ kN/m} = 32.50 \text{ kN/m}$$

$$ph = 10.08 \text{ kN/m}$$

$W_p = \text{peso del diaframma (spessore 1.00 m)} = 1.00 \text{ m} * 25 \text{ kN/mc} = 25 \text{ kN/m}$

$W_t = \text{peso del ricoprimento interno (spessore 0.30 m)} = 0.30 \text{ m} * 25 \text{ kN/mc} = 7.50 \text{ kN/m}$

- Ciabatta fondale:

$W = W_p + W_{sp} = 30 \text{ kN/m} + 24.2 \text{ kN/m} = 54.2 \text{ kN/m}$

$ph = 16.8 \text{ kN/m}$

$W_p = \text{peso della soletta (spessore 1.20 m)} = 1.20 \text{ m} * 25 \text{ kN/mc} = 30 \text{ kN/m}$

$W_{sp} = \text{peso del ricoprimento (spessore medio 1.10 m)} = 1.10 \text{ m} * 22 \text{ kN/mc} = 24.2 \text{ kN/m}$

- Soletta superiore:

$W = W_p + W_{sp} = 27.5 \text{ kN/m} + 11 \text{ kN/m} = 38.5 \text{ kN/m}$

$ph = 11.94 \text{ kN/m}$

$W_p = \text{peso della soletta (spessore 1.10 m)} = 1.10 \text{ m} * 25 \text{ kN/mc} = 27.5 \text{ kN/m}$

$W_{sp} = \text{peso del ricoprimento (spessore medio 0.50 m)} = 0.50 \text{ m} * 22 \text{ kN/mc} = 11 \text{ kN/m}$

Si trascura l'effetto delle forze inerziali conseguenti alla componente verticale dell'accelerazione sismica in quanto poco significative per il caso in esame.

- INCREMENTO SISMICO DI SPINTA (**STS**)

La forza dinamica dovuta all'incremento di spinta del terreno può essere preso uguale a:

$$\Delta P_d = \alpha \cdot S \cdot \gamma \cdot H^2 = 484.22 \text{ kN/m}$$

dove:

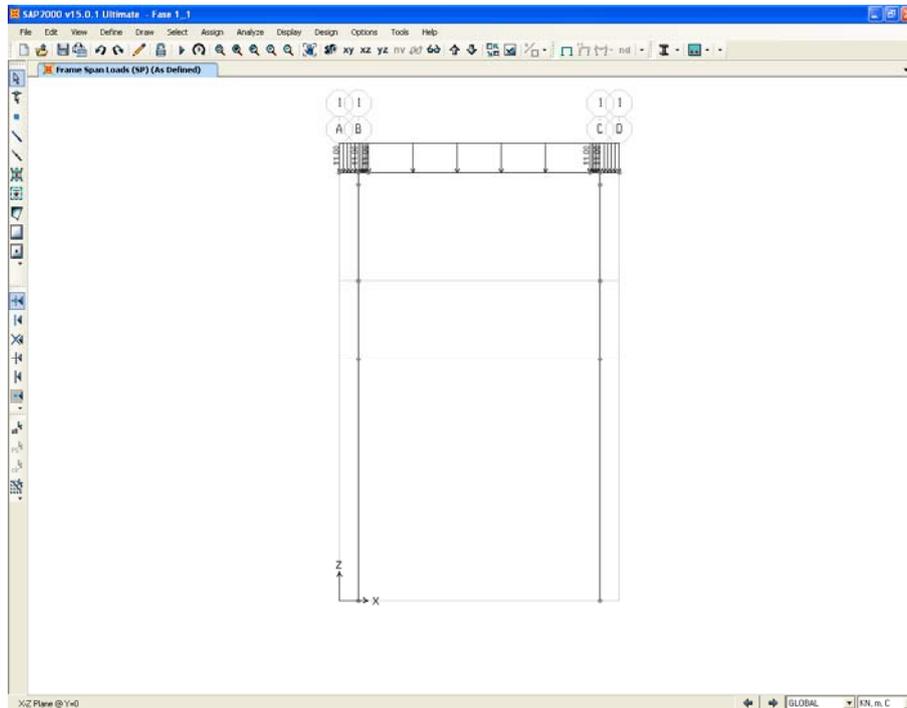
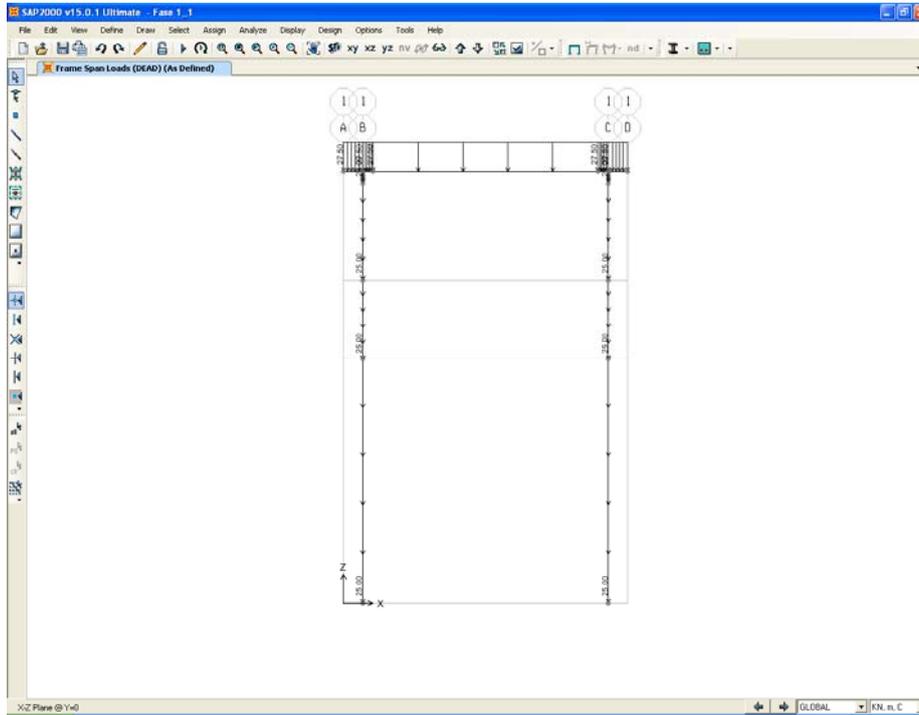
- $\gamma$  è il peso specifico del terreno saturo assunto pari a 19.50 kN/mc.
- $H$  è l'altezza del muro soggetto alla spinta pari a 8.95 m..
- $\alpha S/g = 0.31$ , accelerazione massima attesa al sito

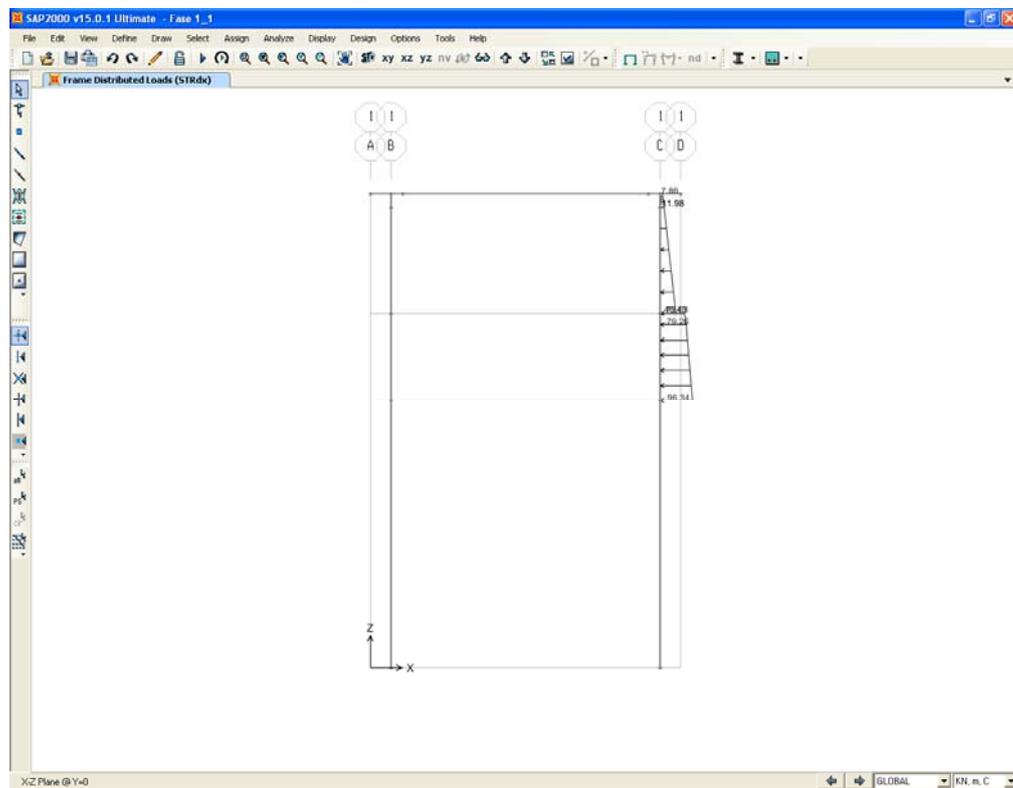
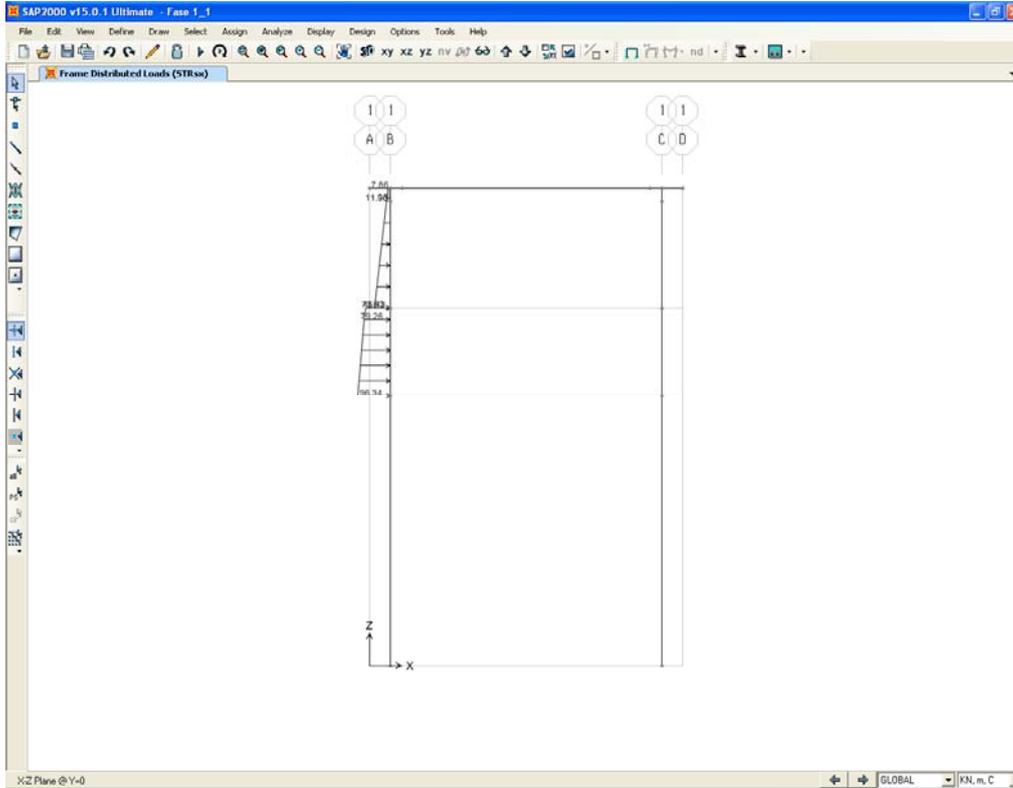
Poiché il punto di applicazione può essere preso a metà dell'altezza, la forza  $\Delta P_d$  viene applicata al modello come forza per unità di lunghezza di intensità costante pari a: 54.10 kN/m.

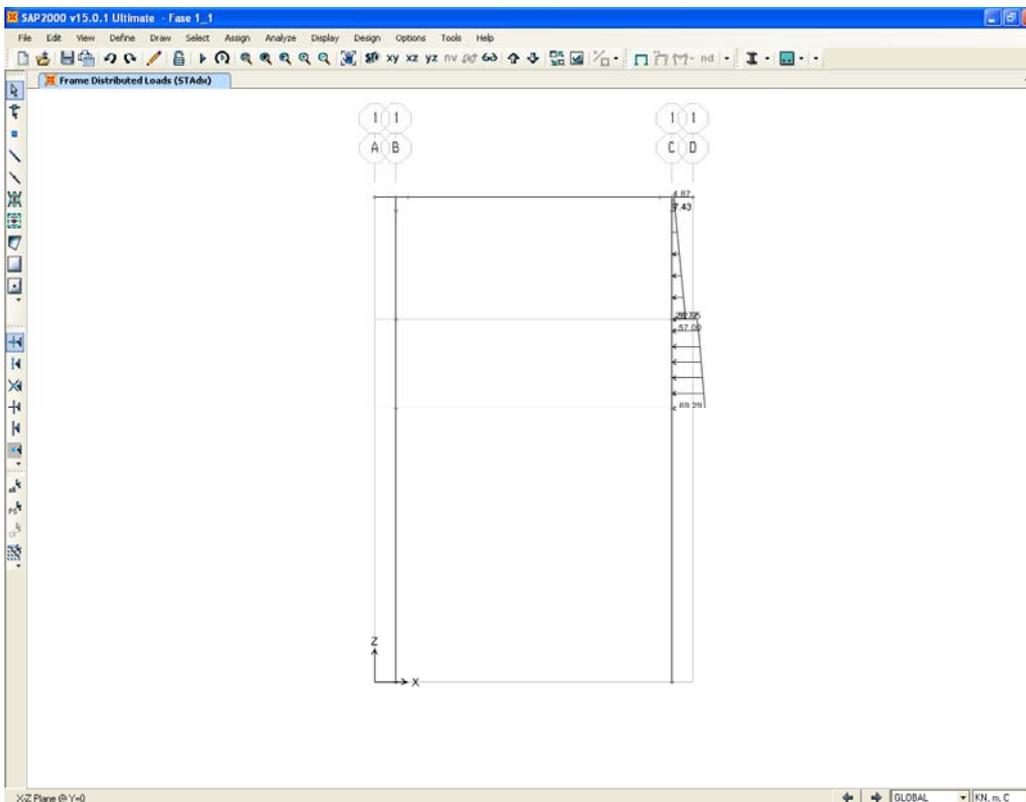
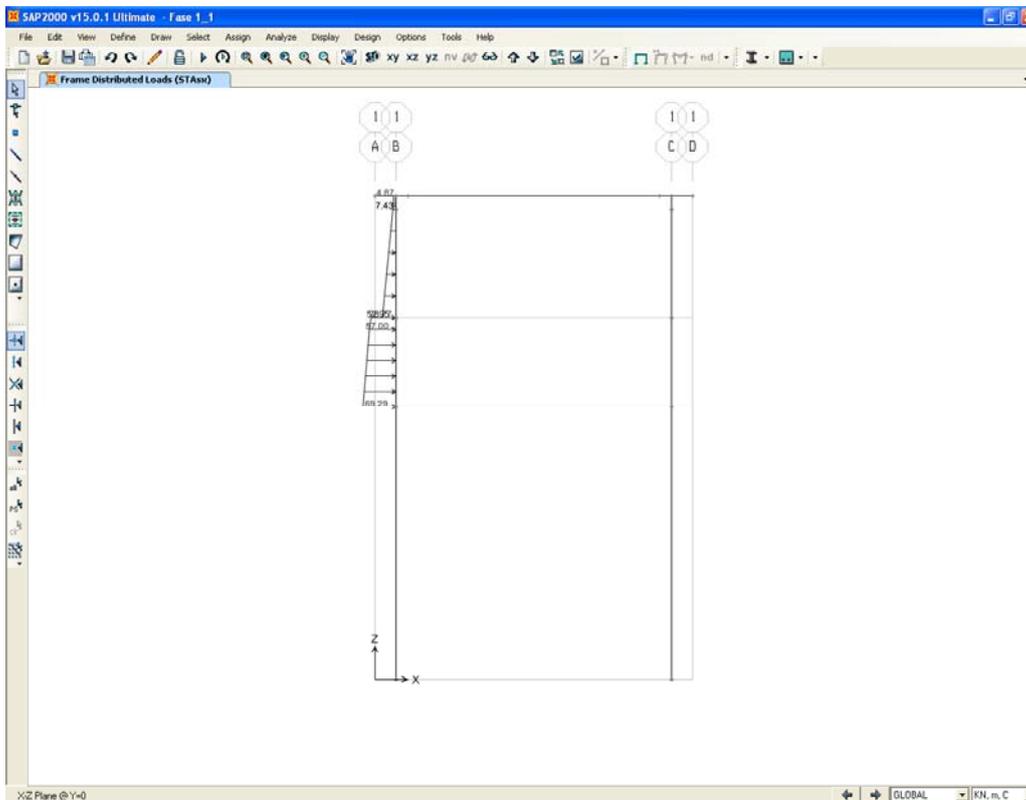
Alla spinte del terreno calcolate come sopra descritto occorre poi aggiungere le spinte a riposo del terreno e la spinta idrostatica valutata come descritto al 7.2.4 e 7.2.6.

### 7.3. ILLUSTRAZIONE DEI CARICHI APPLICATI AL MODELLO

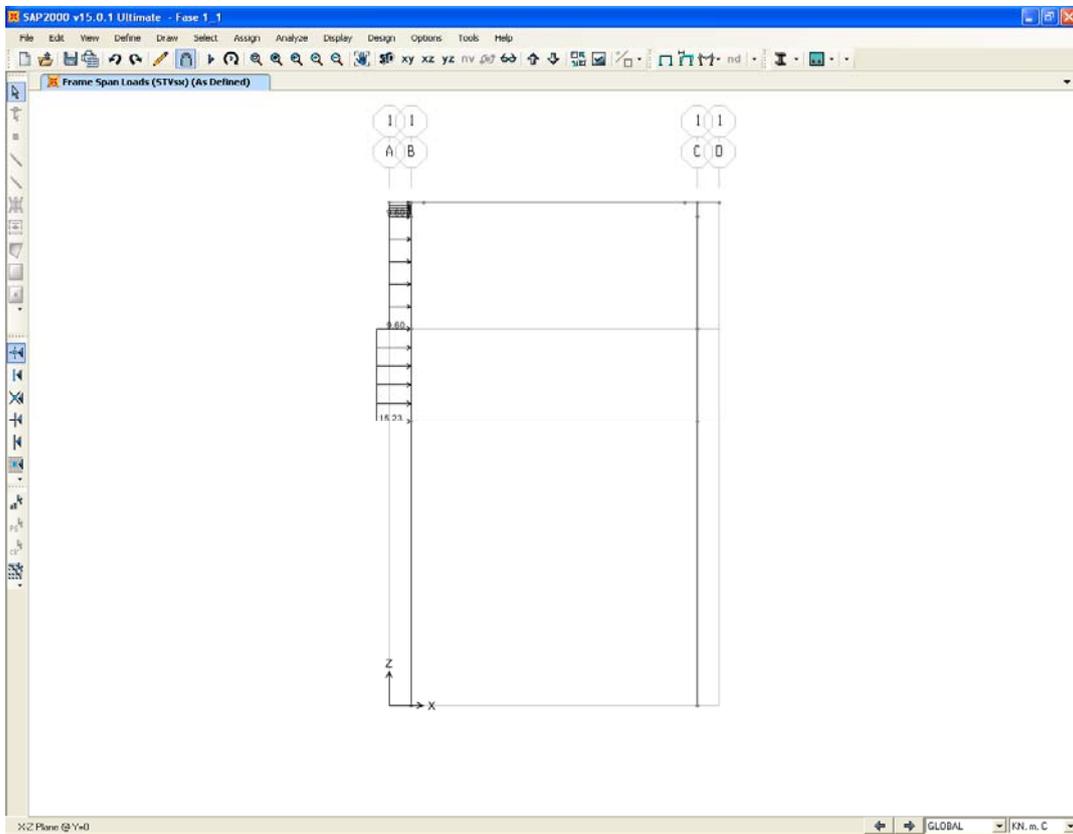
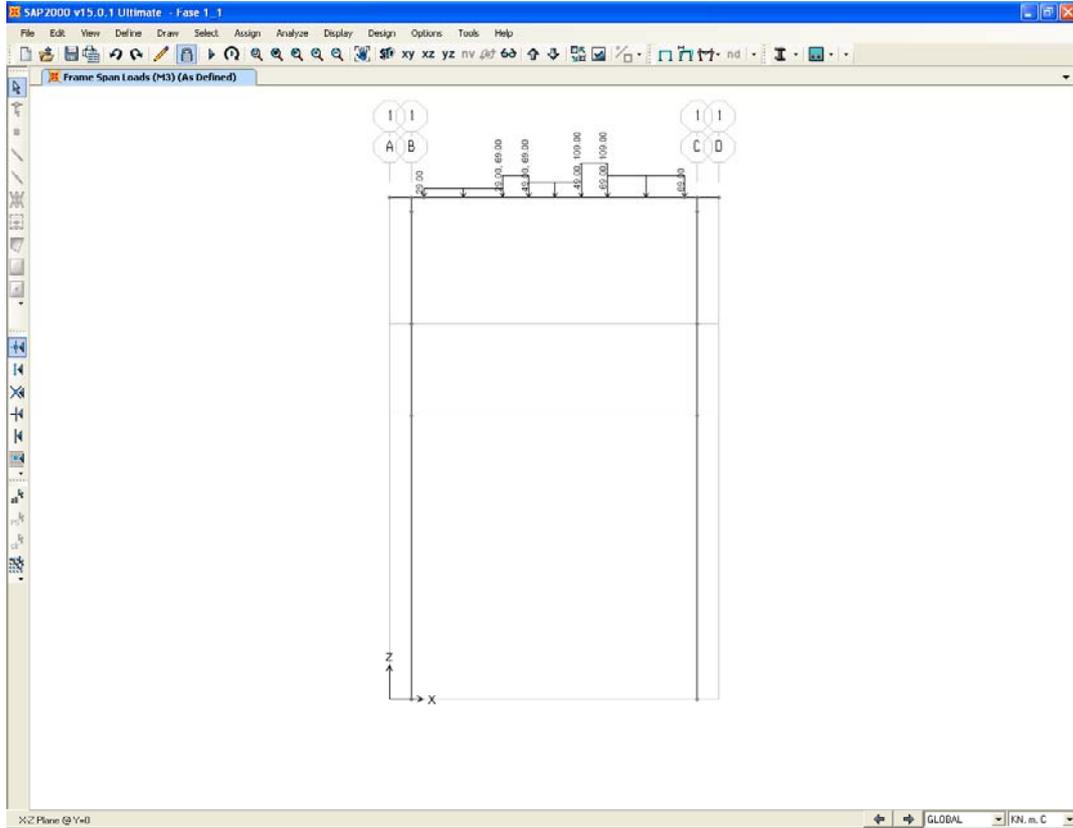
Le figure che seguono riassumono l'applicazione delle condizioni di carico elementare al modello di calcolo.

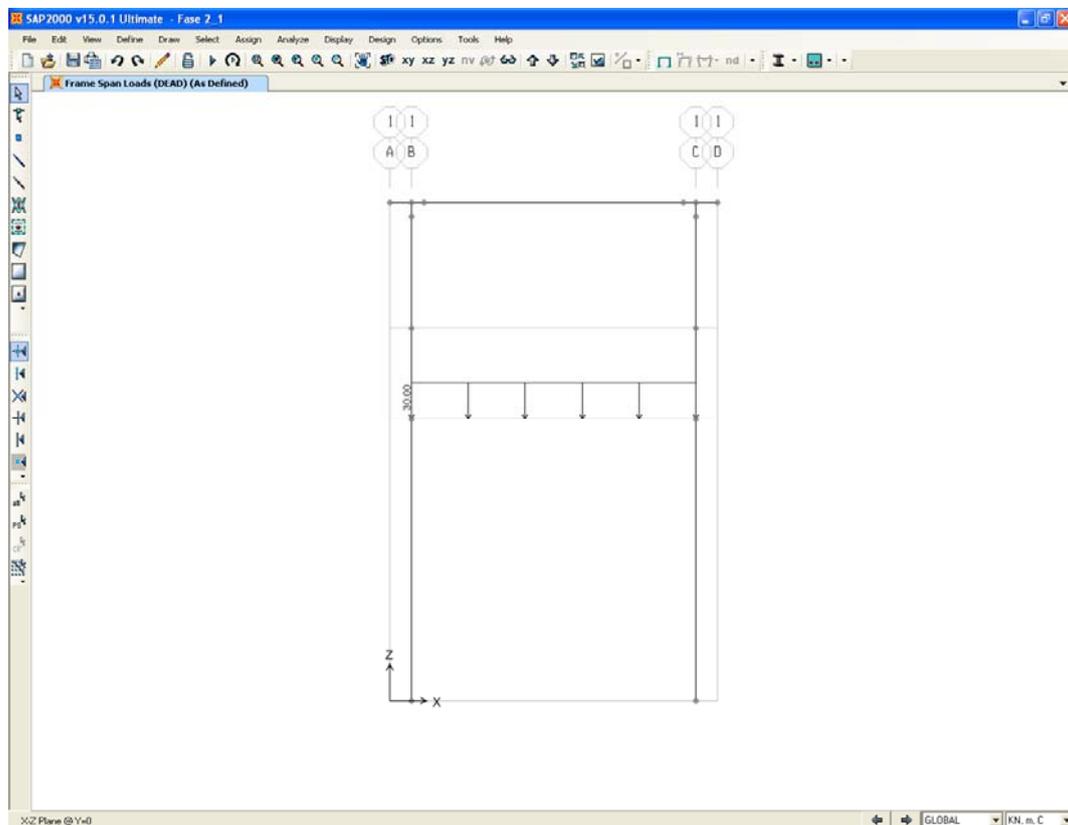
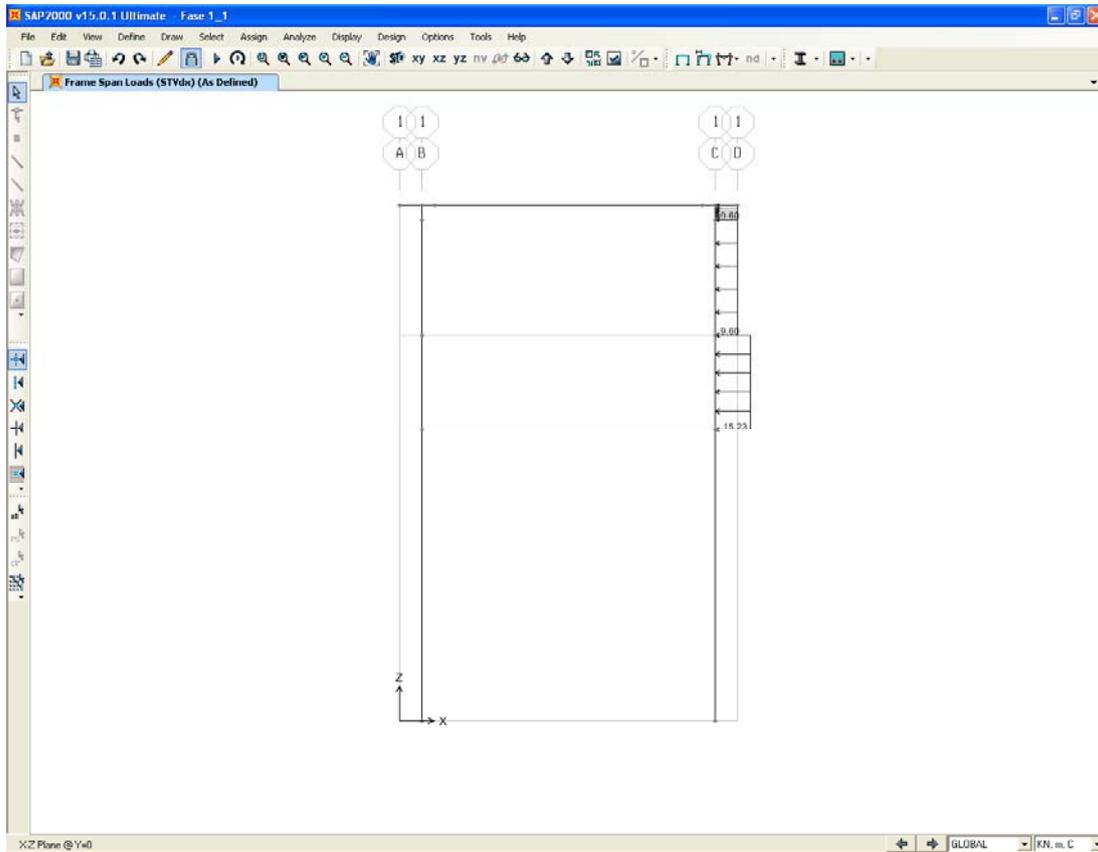


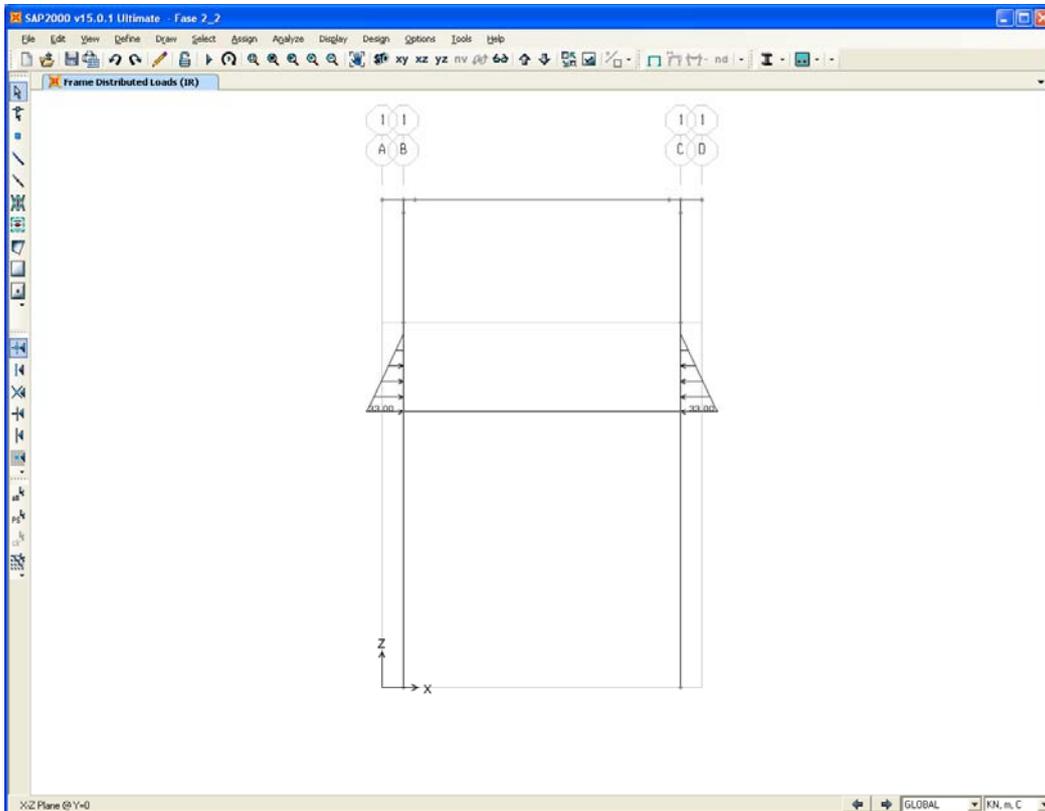
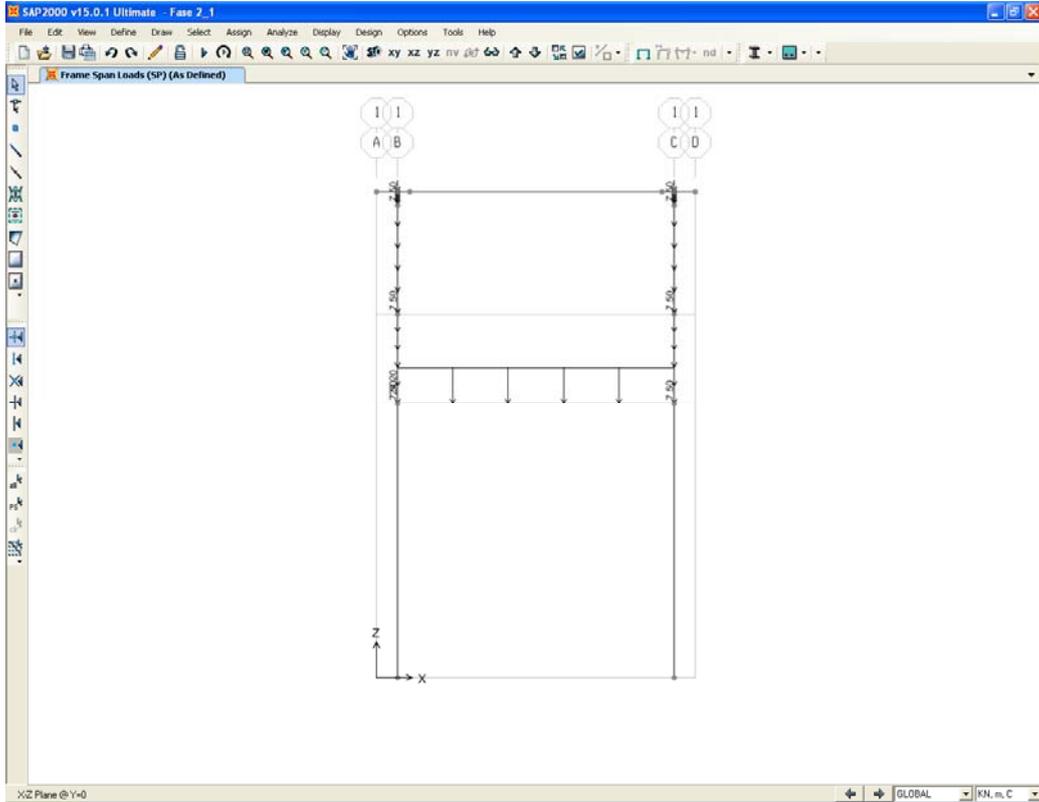


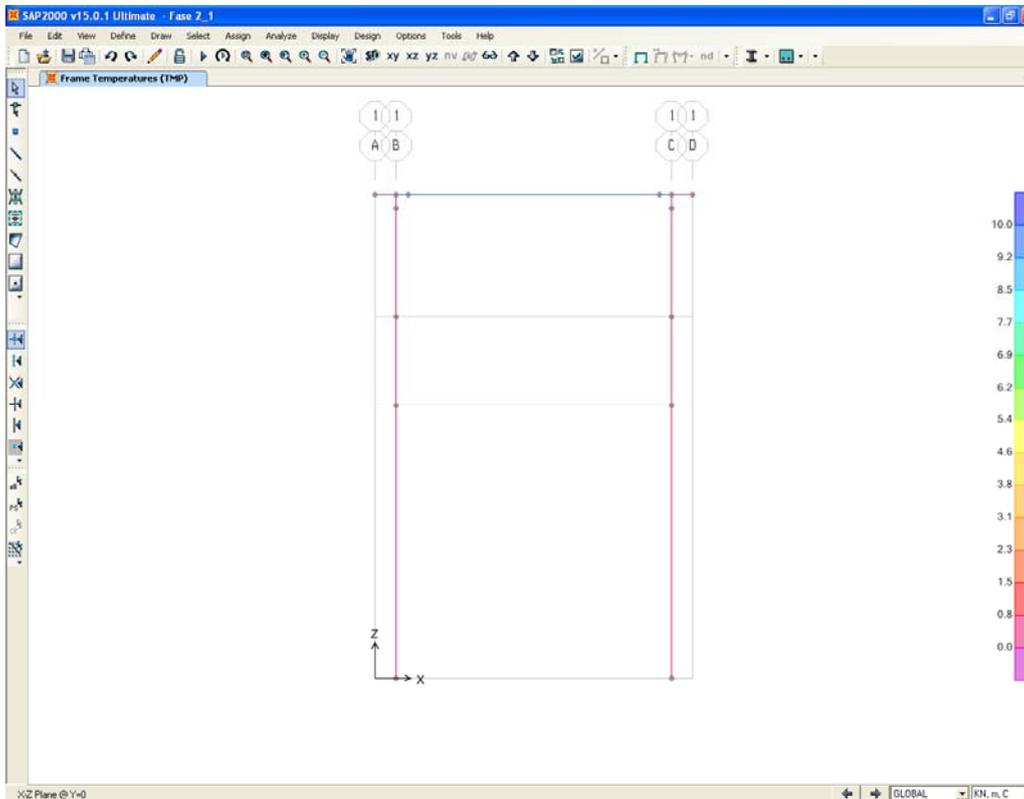
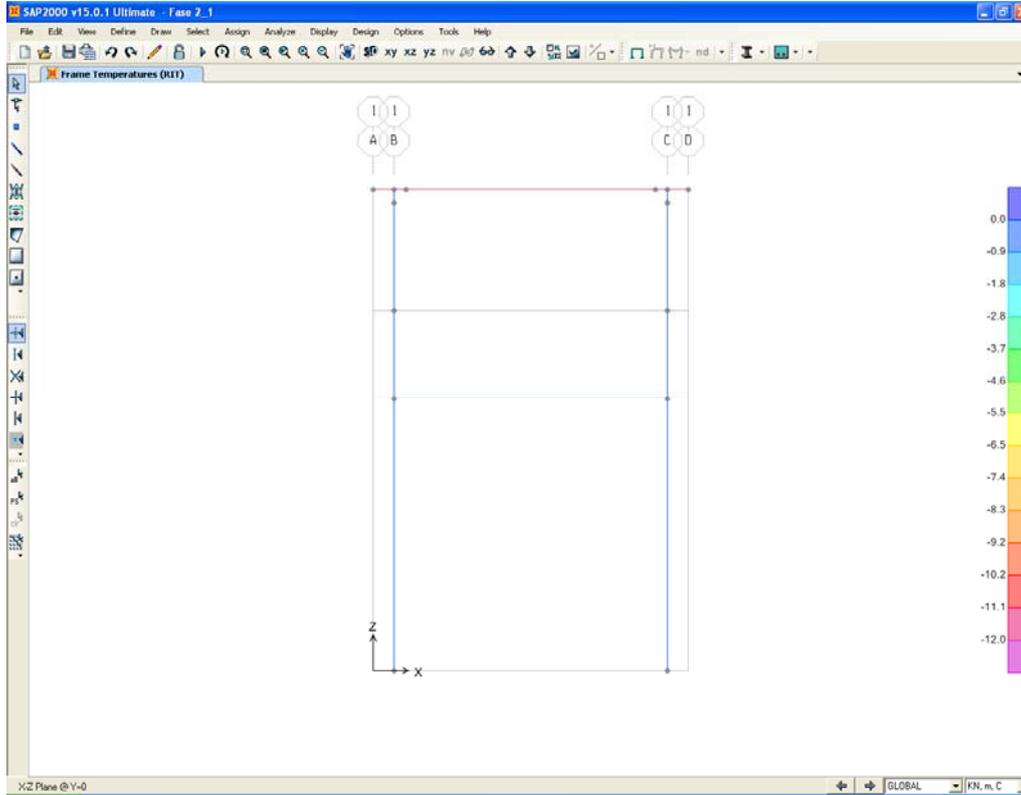


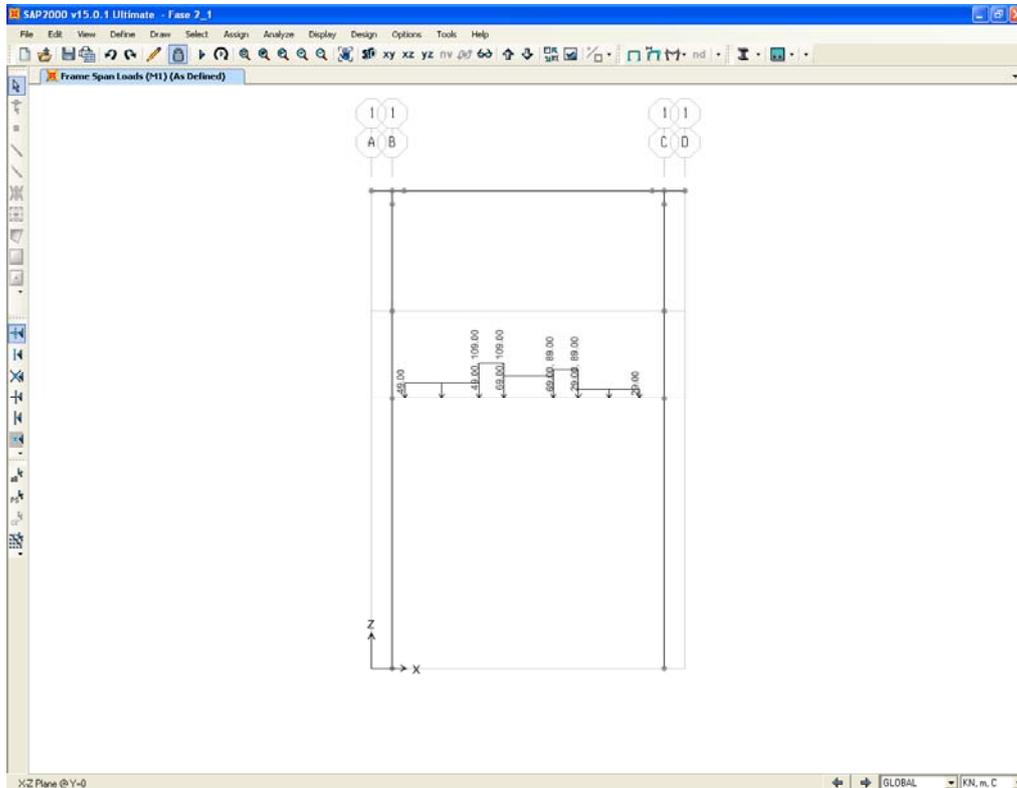
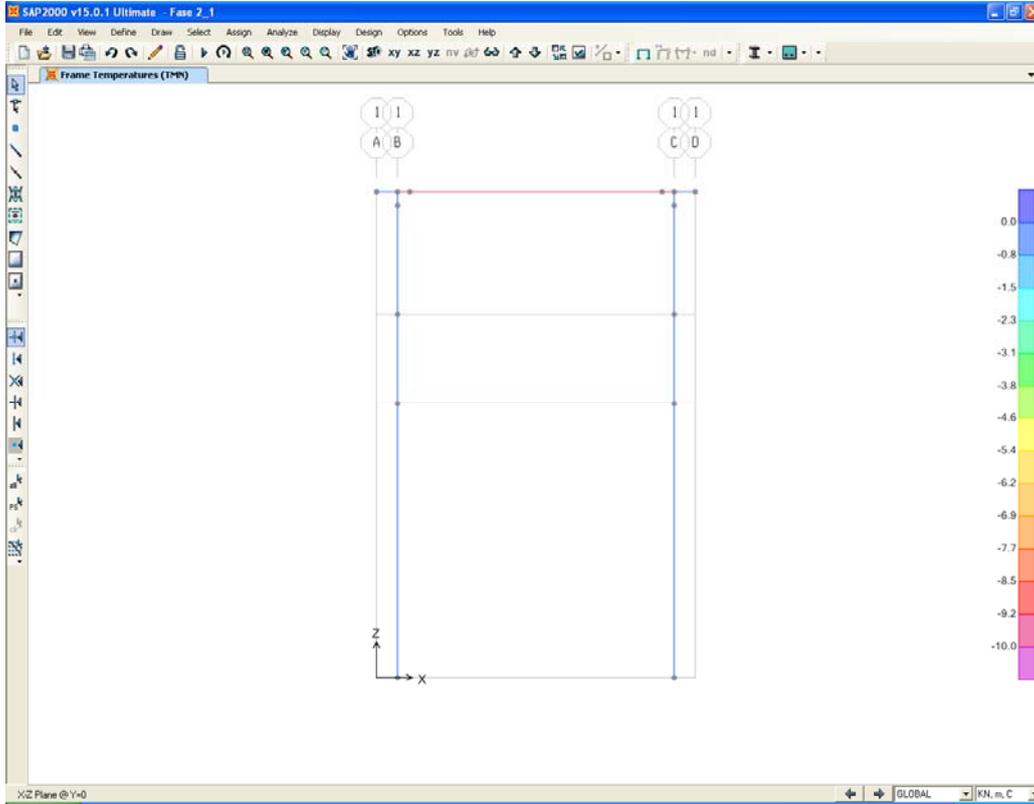


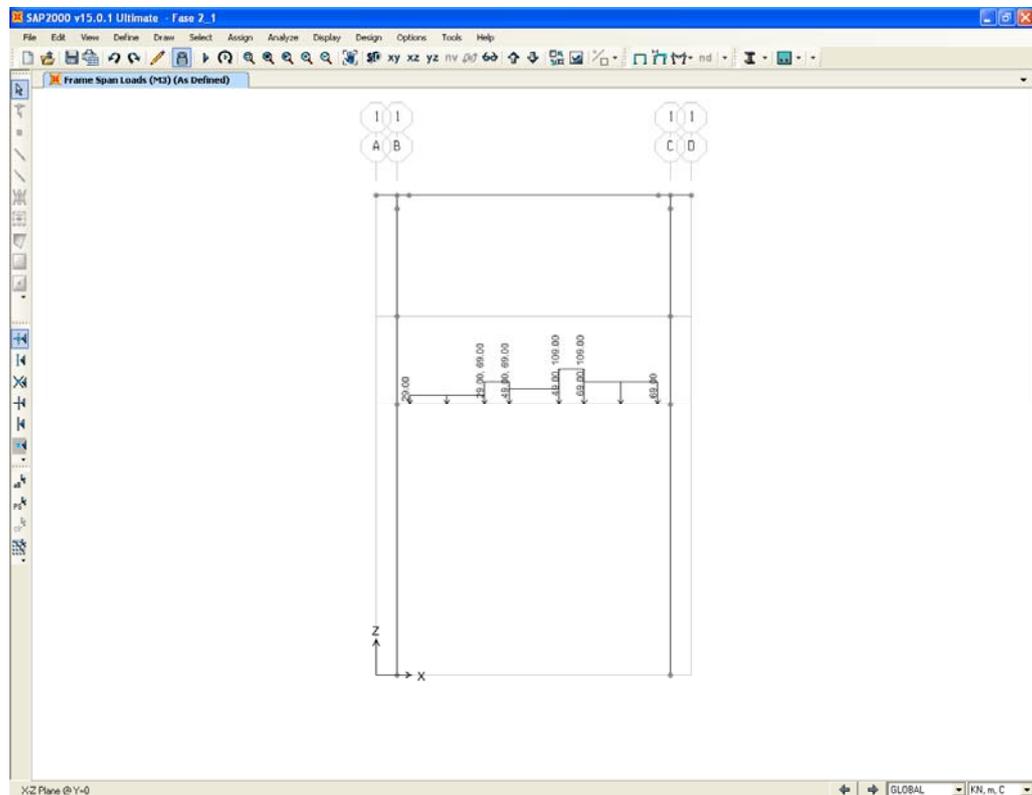
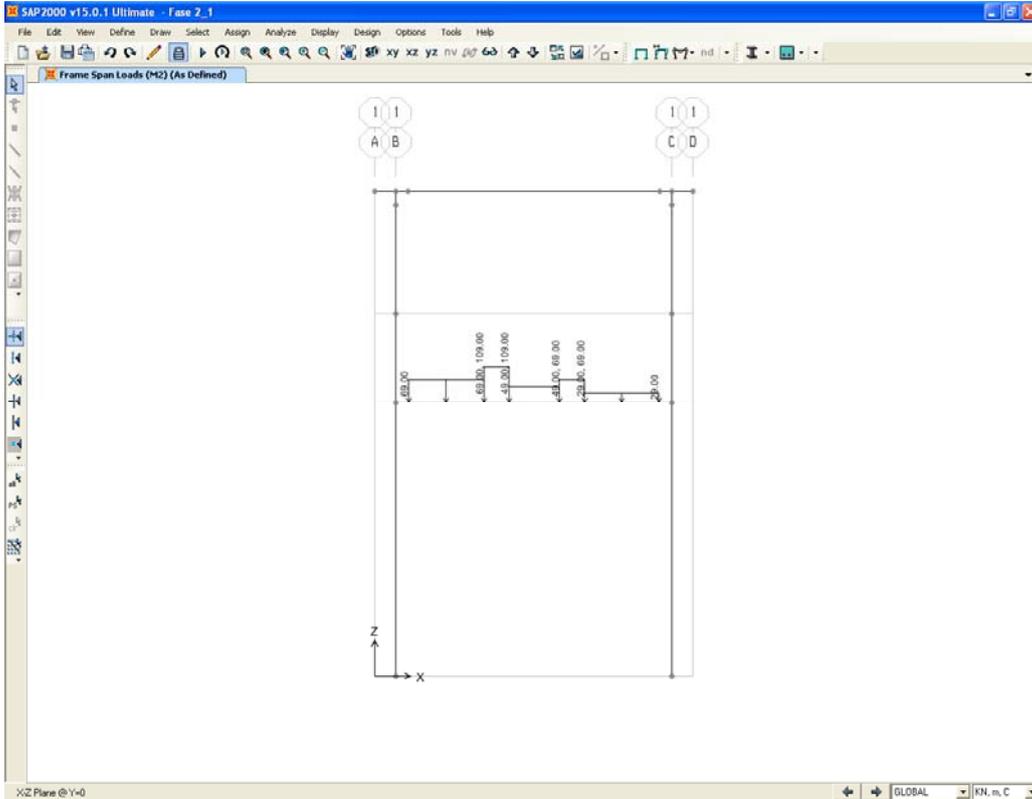


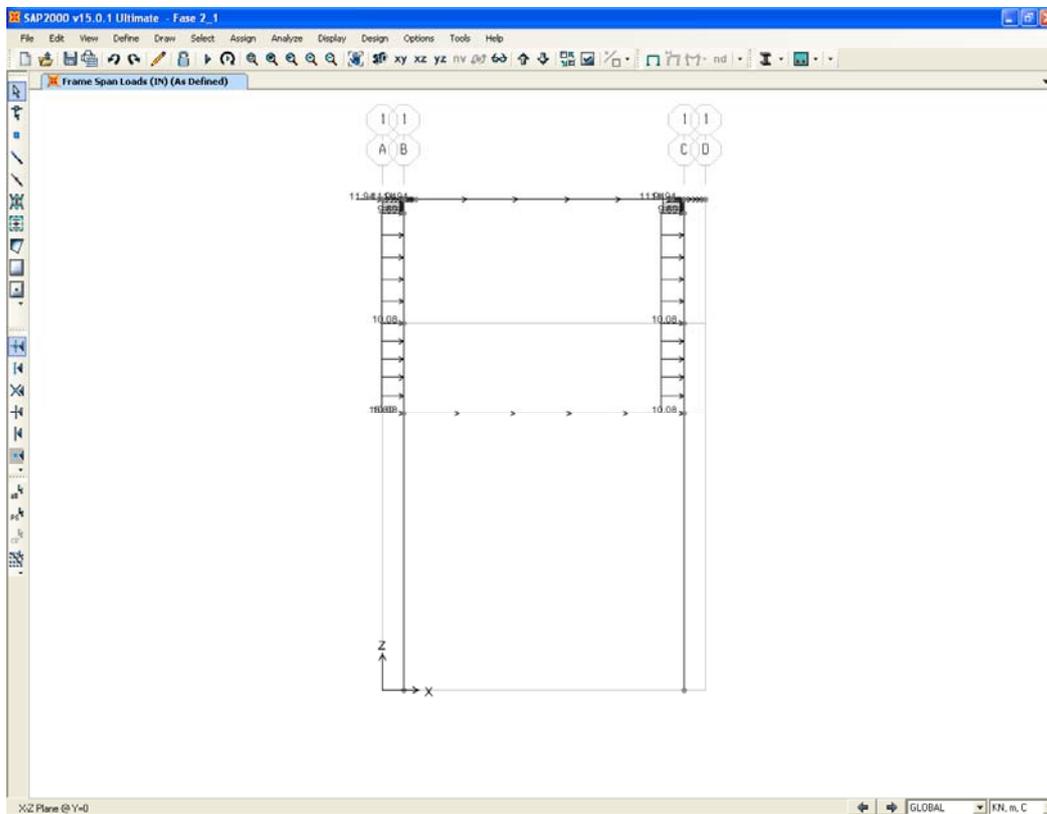
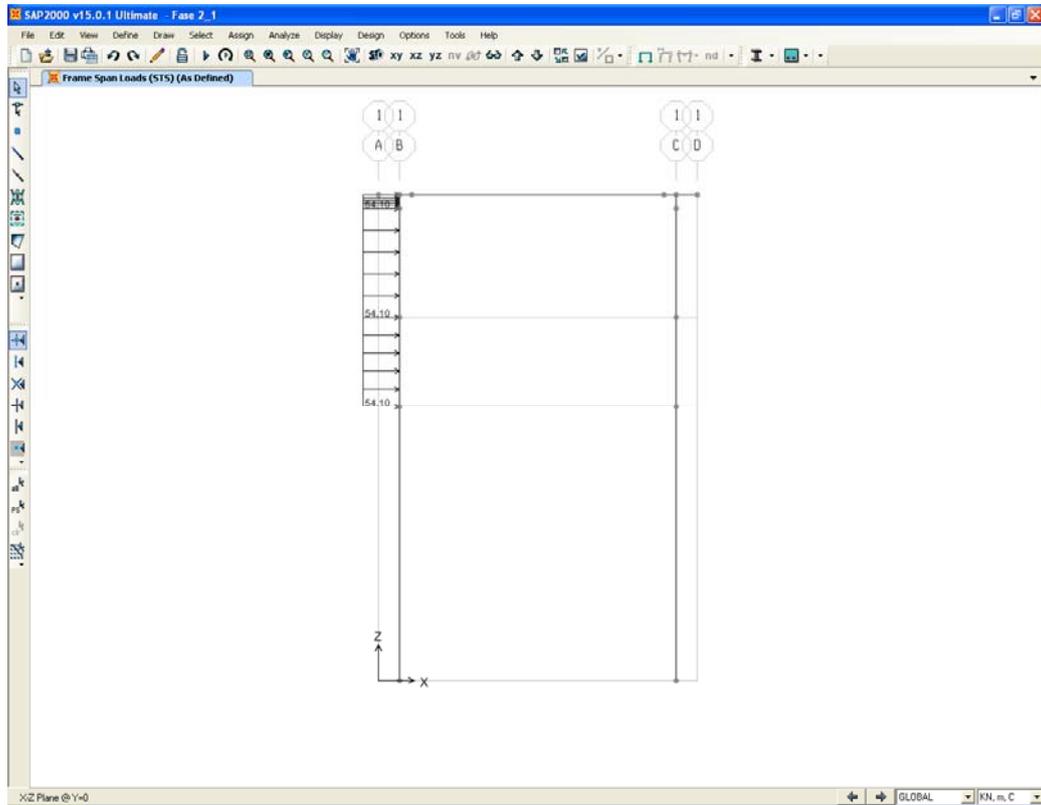












## 7.4. COMBINAZIONI DI CARICO ADOTTATE

Le condizioni di carico elementari precedentemente descritte, al fine di ottenere le sollecitazioni di progetto per effettuare le successive verifiche, sono opportunamente combinate fra loro.

### 7.4.1. Combinazioni per gli SLU-SLV

La tabella che segue illustra le combinazioni analizzate per gli SLU-SLV.

COMBINAZIONI SLU-SLV				SLU01	SLU02	SLU03	SLU04	SLU05	SLU06	SLU07	SLU08	SLU09	SLU10	SLU11	SLU12
n	C. E.	Fase	Tipo												
1	DEAD	1-2	Perm	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.35	1.35	1.35	1.35
2	SP	1-2	Perm	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.35	1.35	1.35	1.35
3	I_TM	2	Var	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	0.00	0.00	0.00	0.72
4	RIT	2	Perm	1.20	1.20	1.20	1.20	1.00	1.00	1.00	1.00	1.20	1.20	1.20	1.20
5	I_ST	1	Perm	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.35	1.35	1.35	1.35
6	IR	2	Perm	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.35	1.35	1.35	1.35
7	I_STV	1	Var	0.00	1.01	0.00	1.01	0.00	1.01	0.00	1.01	0.00	1.35	1.35	0.00
8	I_M	1-2	Var	0.00	0.00	1.01	1.01	0.00	0.00	1.01	1.01	1.35	0.00	1.35	1.35
9	IN	2	Sisma	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
10	STS	2	Sisma	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

SLU13	SLU14	SLU15	SLU16	SLU17	SLU18	SLU19	SLU20	SLU21	SLU22
1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
0.72	0.72	0.00	0.00	0.00	0.72	0.72	0.72	0.50	0.00
1.20	1.20	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.35	1.35	0.00	1.35	1.35	0.00	1.35	1.35	0.00	0.00
0.00	1.35	1.35	0.00	1.35	1.35	0.00	1.35	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00

### 7.4.2. Combinazioni per gli SLEf

La tabella che segue illustra le combinazioni analizzate per gli SLEf.

COMBINAZIONI SLEf				SLEf01	SLEf02	SLEf03	SLEf04	SLEf05	SLEf06	SLEf07
n	C. E.	Fase	Tipo							
1	DEAD	1-2	Perm	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
2	SP	1-2	Perm	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
3	I_TM	2	Var	0.60	0.00	0.00	0.00	0.50	0.50	0.50
4	RIT	2	Perm	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
5	I_ST	1	Perm	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
6	IR	2	Perm	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
7	I_STV	1	Var	0.00	0.75	0.75	0.75	0.00	0.75	0.75
8	I_M	1-2	Var	0.00	0.75	0.00	0.75	0.75	0.00	0.75
9	IN	2	Sisma	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
10	STS	2	Sisma	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

### 7.4.3. Combinazioni per gli SLEq

La tabella che segue illustra le combinazioni analizzate per gli SLEq.

COMBINAZIONI SLEq					
n	C. E.	Fase	Tipo	SLEq01	SLEq02
1	DEAD	1-2	Perm	1.00	1.00
2	SP	1-2	Perm	1.00	1.00
3	I_TM	2	Var	0.50	0.00
4	RIT	2	Perm	1.00	1.00
5	I_ST	1	Perm	1.00	1.00
6	IR	2	Perm	1.00	1.00
7	I_STV	1	Var	0.00	0.00
8	I_M	1-2	Var	0.00	0.00
9	IN	2	Sisma	0.00	0.00
10	STS	2	Sisma	0.00	0.00

### 7.4.4. Combinazioni di inviluppo

Per facilitare le operazioni di verifica, le singole combinazioni di carico sono raggruppate nelle seguenti combinazioni di inviluppo:

ENV SLU Fase 1 = Inviluppo delle combinazioni SLU del modello di fase 1.

ENV SLV Fase 1 = Inviluppo delle combinazioni SLV del modello di fase 1.

ENV SLEf Fase 1 = Inviluppo delle combinazioni SLEf del modello di fase 1.

ENV SLEq Fase 1 = Inviluppo delle combinazioni SLEq del modello di fase 1.

ENV SLU Fase 2 = Inviluppo delle combinazioni SLU del modello di fase 2.

ENV SLV Fase 2 = Inviluppo delle combinazioni SLV del modello di fase 2.

ENV SLEf Fase 2 = Inviluppo delle combinazioni SLEf del modello di fase 2.

ENV SLEq Fase 2 = Inviluppo delle combinazioni SLEq del modello di fase 2.

ENV SLU Totale = somma dei corrispondenti inviluppi di fase 1 e fase 2 (**verifiche SLU**).

ENV SLV Totale = somma dei corrispondenti inviluppi di fase 1 e fase 2 (**verifiche SLV**).

ENV SLEf Totale = somma dei corrispondenti inviluppi di fase 1 e fase 2 (**verifiche SLEf**).

ENV SLEq Totale = somma dei corrispondenti inviluppi di fase 1 e fase 2 (**verifiche SLEq**).

## **8. VERIFICHE STRUTTURALI**

---

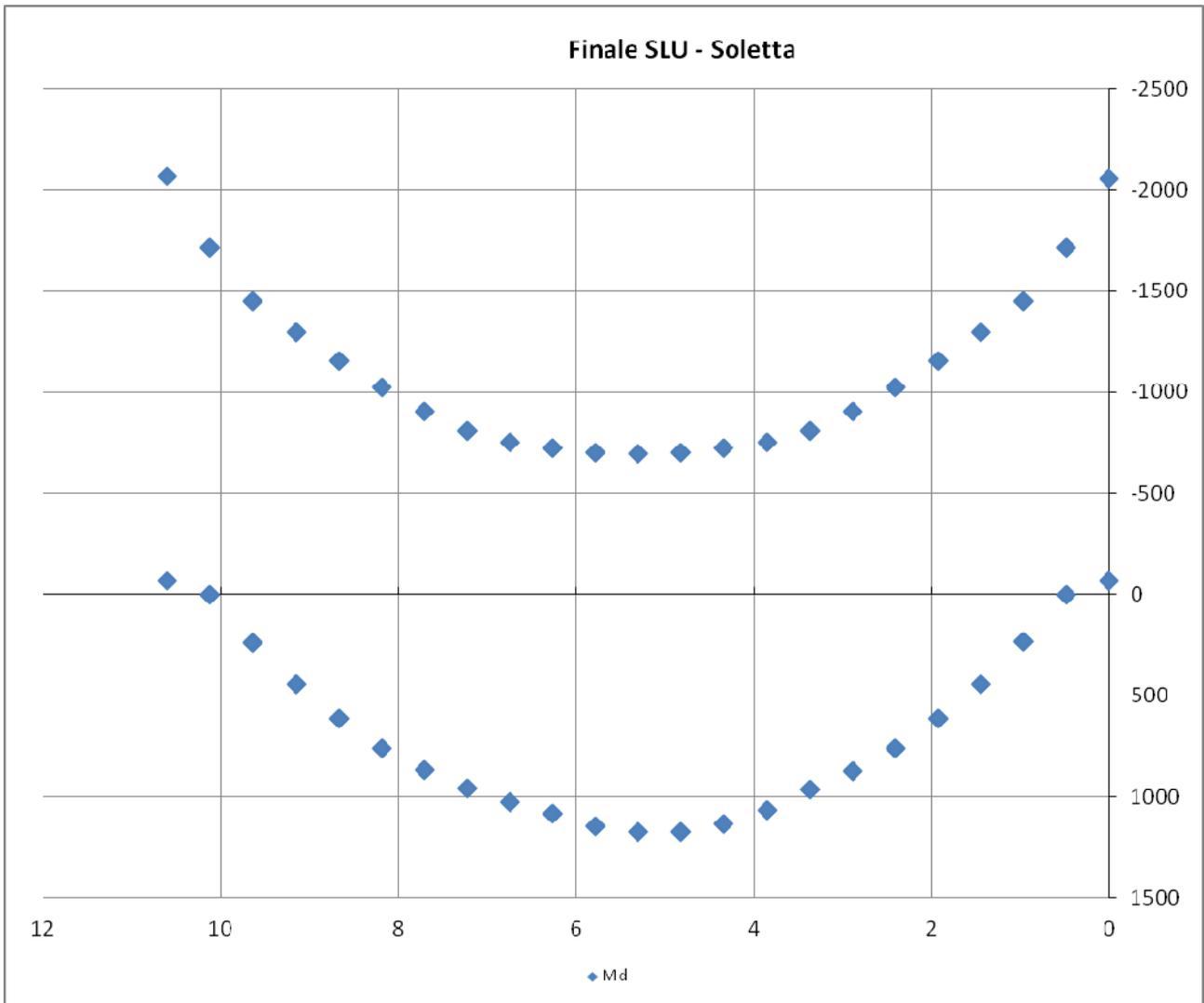
### **8.1. DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI**

---

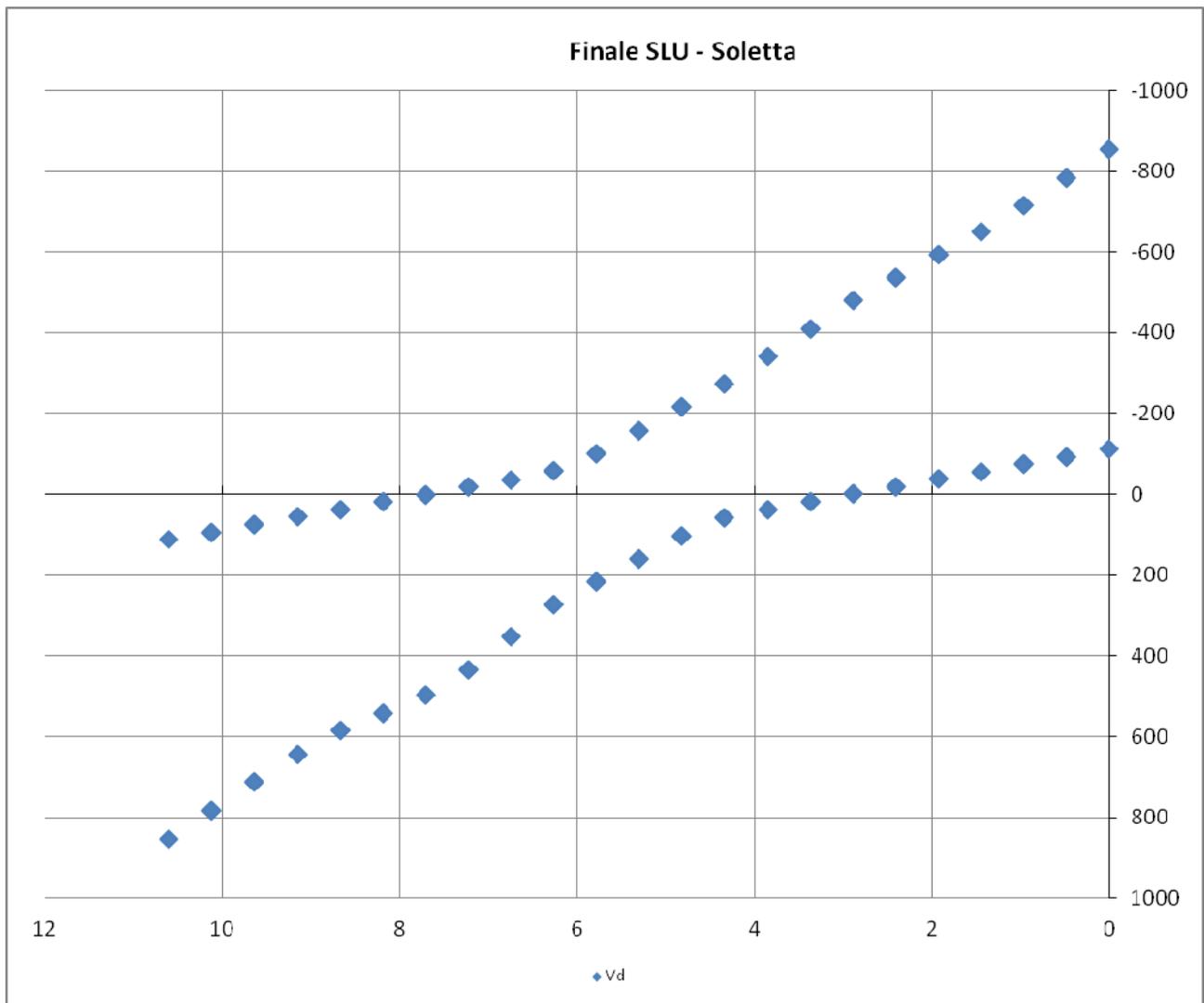
Le figure che seguono illustrano i diagrammi di sollecitazione per la condizione finale della struttura, ottenuti come somma degli effetti calcolati dai due modelli di analisi.

Unità di misura adottate:

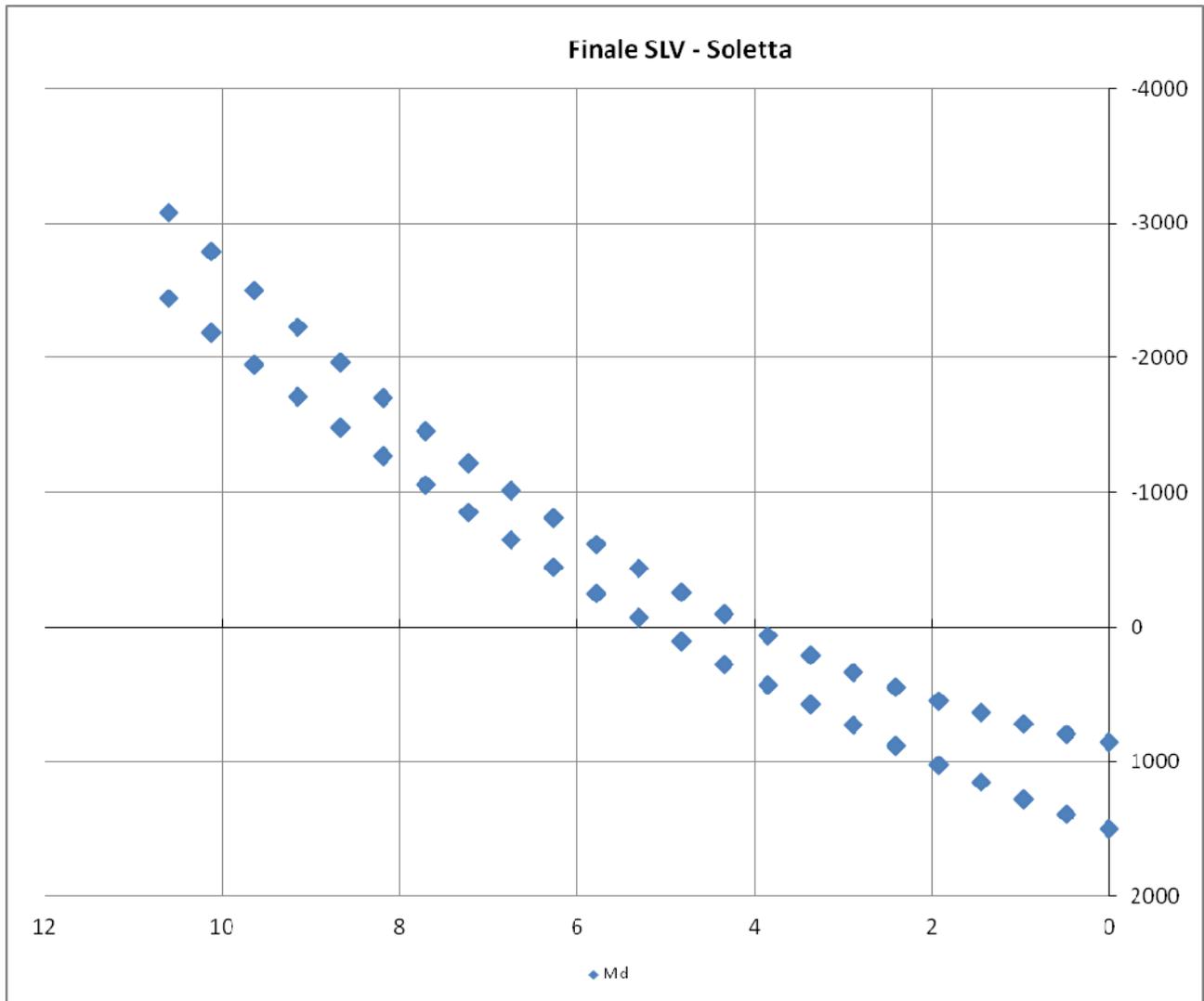
- Distanze: m.
- Forze: KN.
- Momenti: kNm.



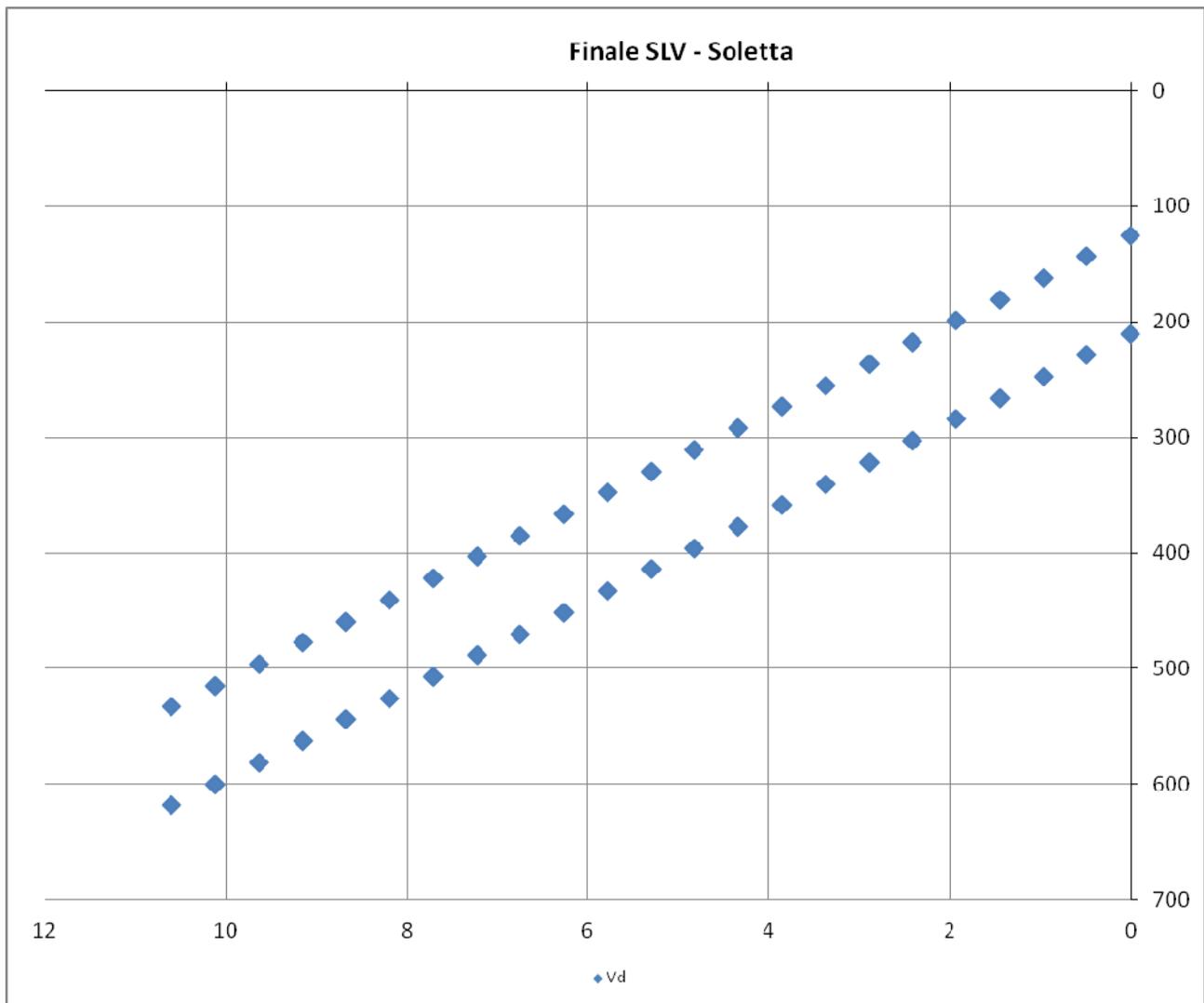
**FIGURA 8-1 - SOLETTA – SLU – MOMENTO FLETTENTE**



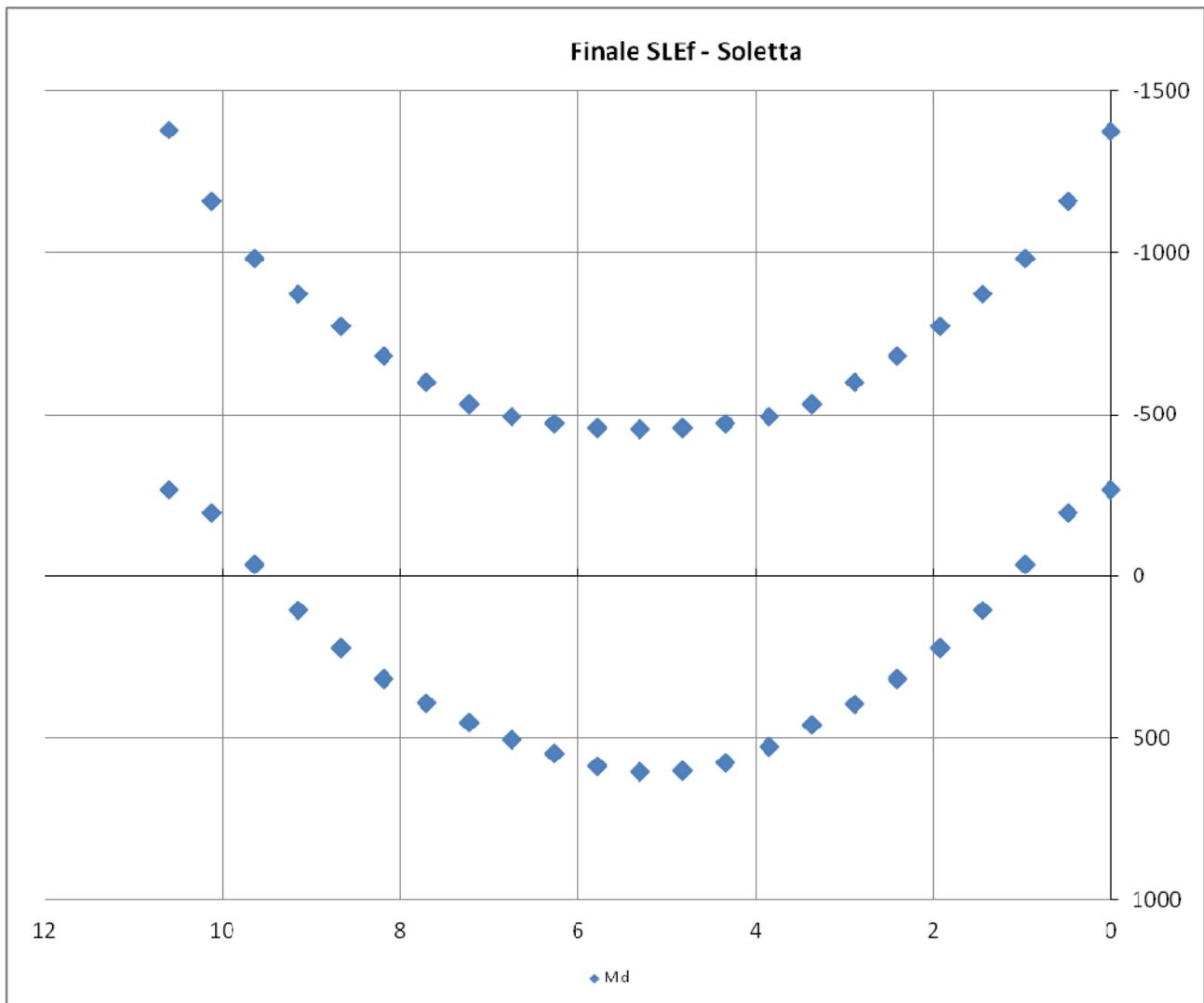
**FIGURA 8-2 - SOLETTA – SLU – TAGLIO**



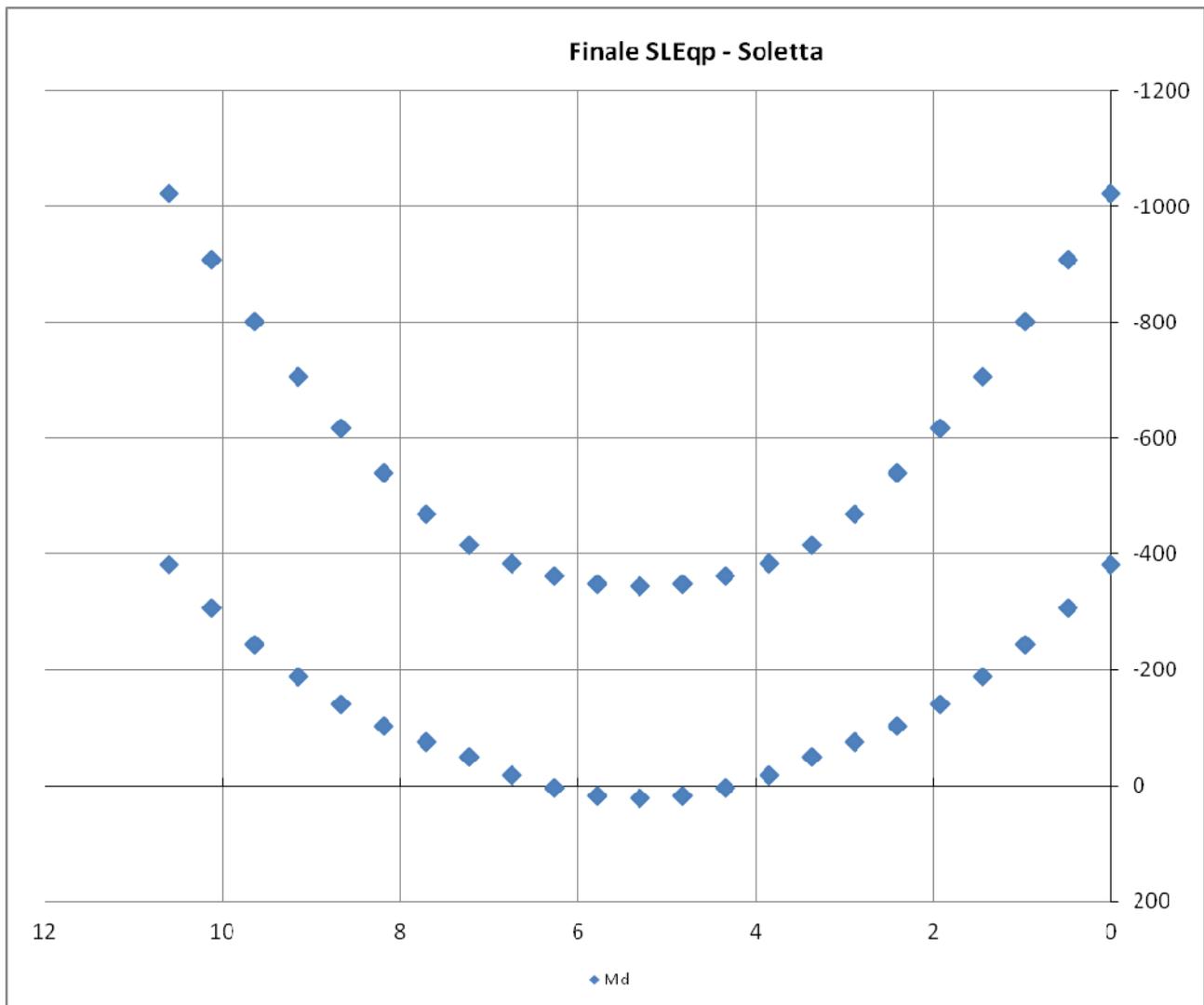
**FIGURA 8-3 - SOLETTA – SLV – MOMENTO FLETTENTE**



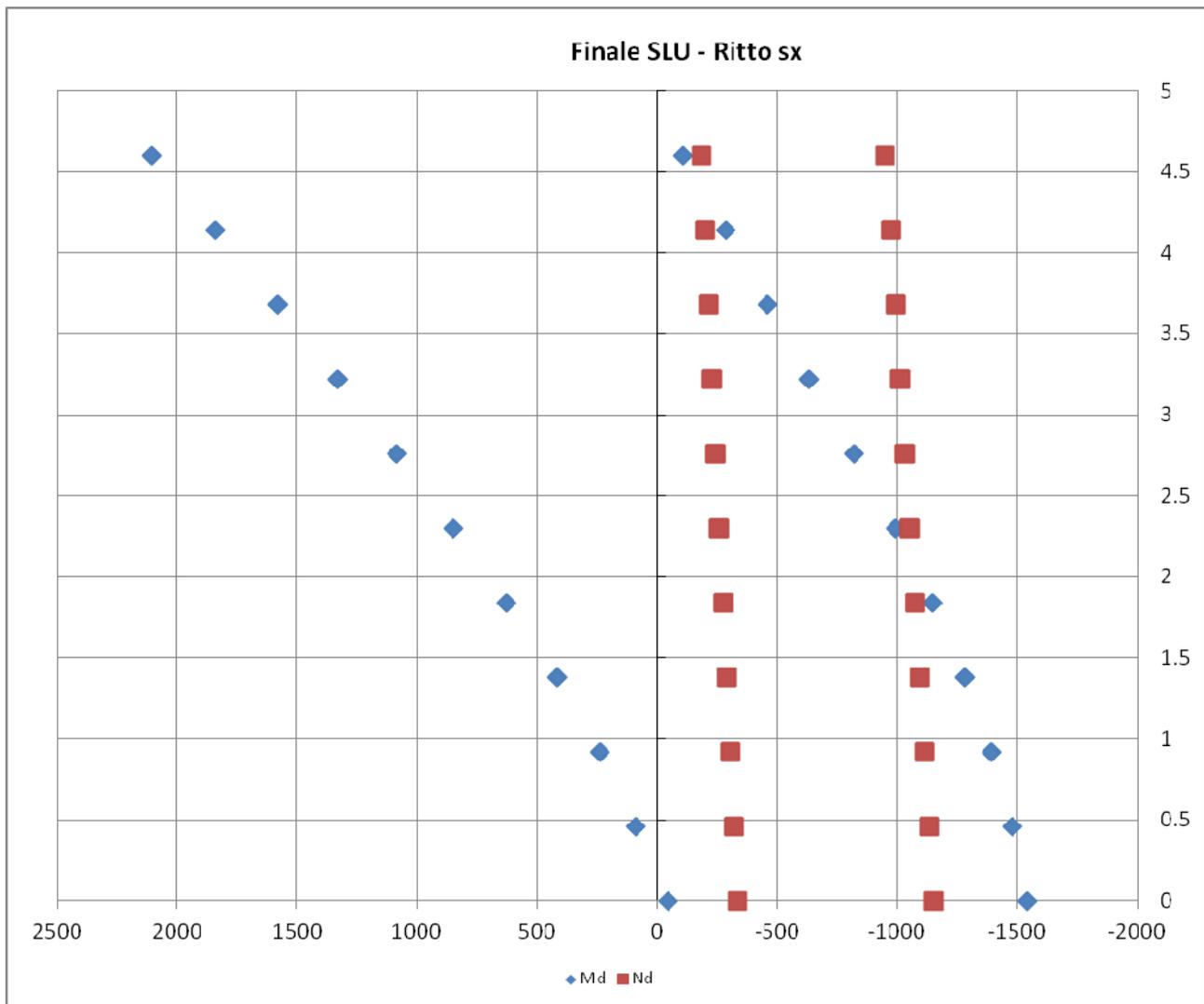
**FIGURA 8-4 - SOLETTA – SLV – TAGLIO**



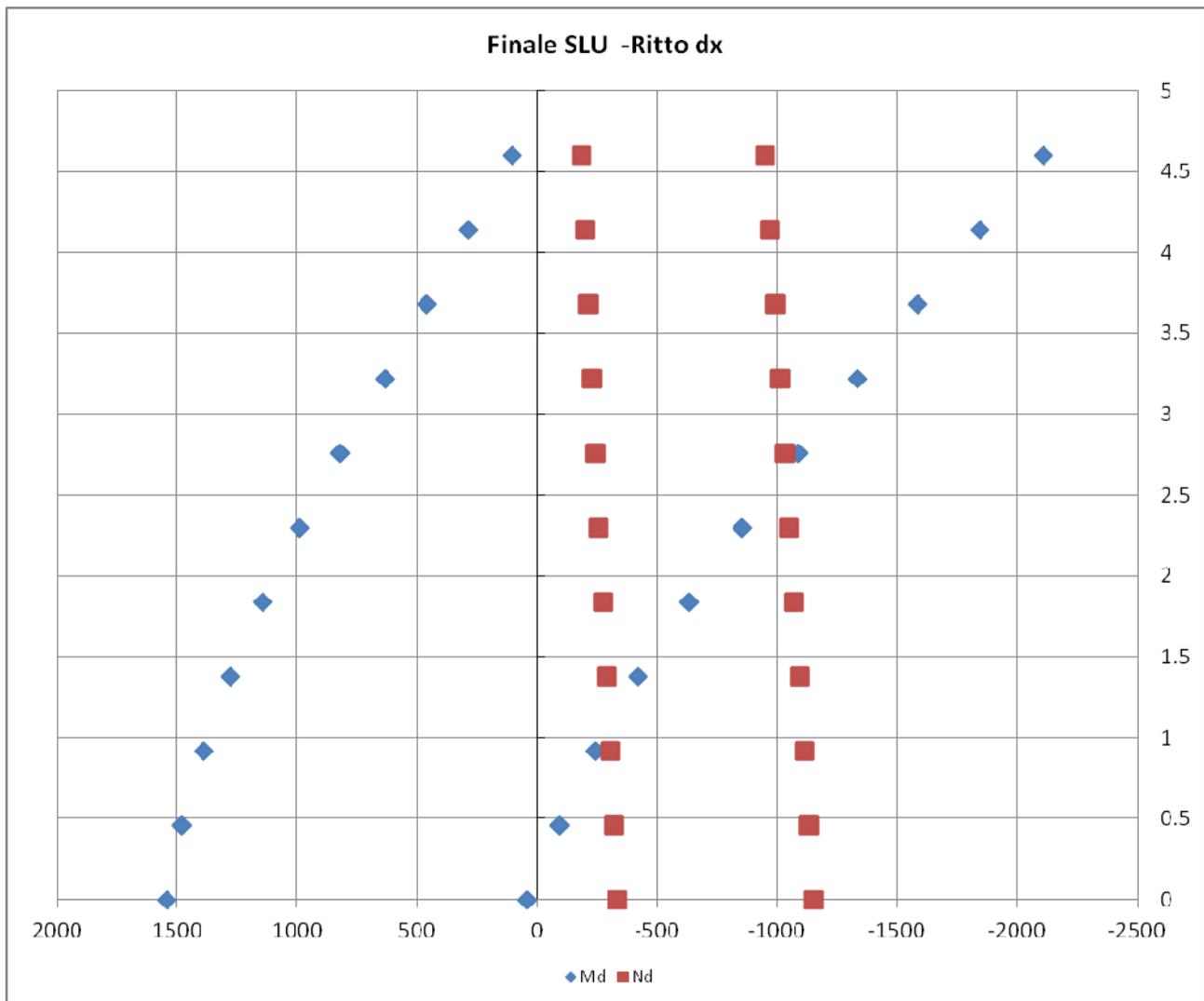
**FIGURA 8-5 - SOLETTA – SLEF – MOMENTO FLETTENTE**



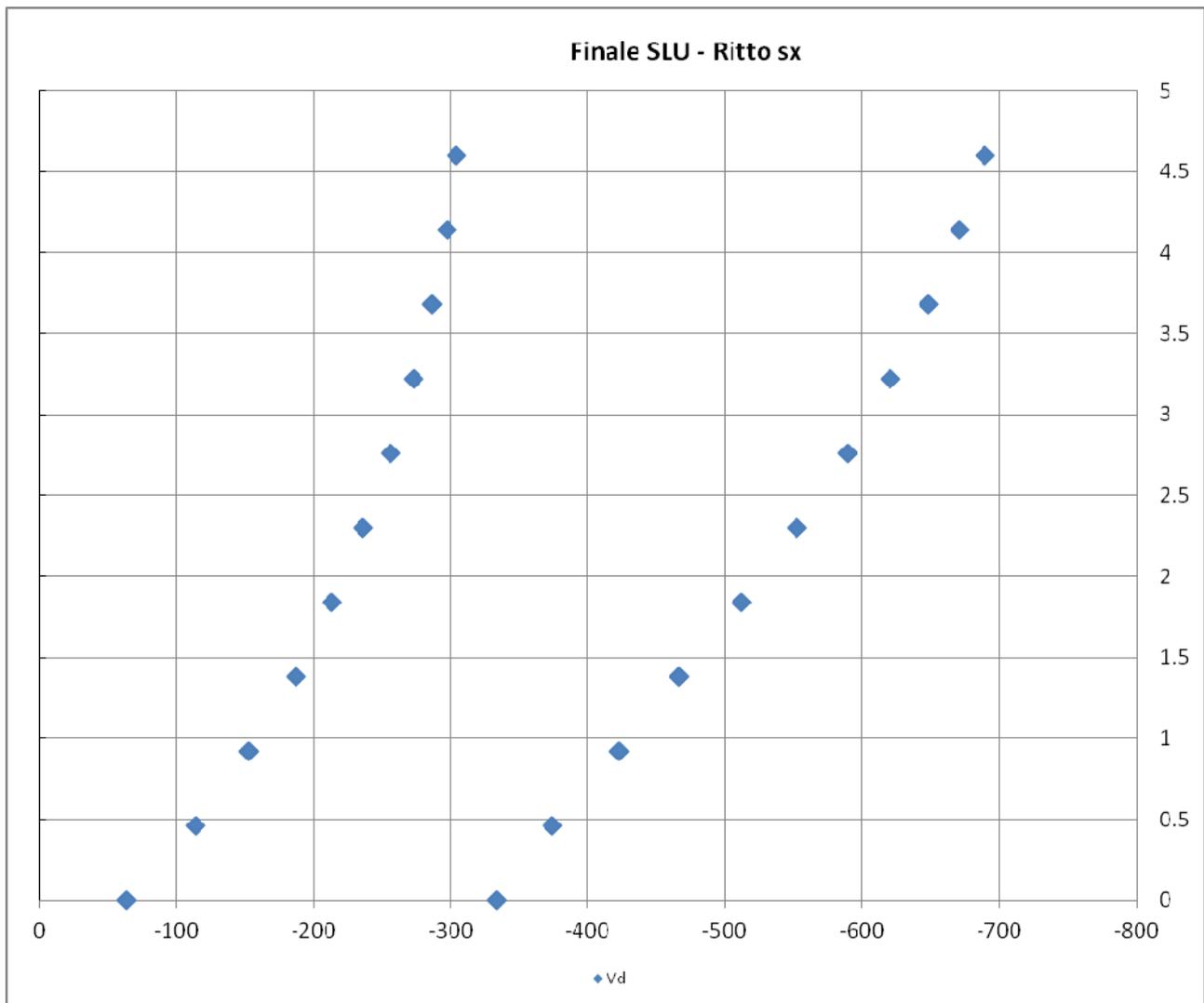
**FIGURA 8-6 - SOLETTA – SLEq – MOMENTO FLETTENTE**



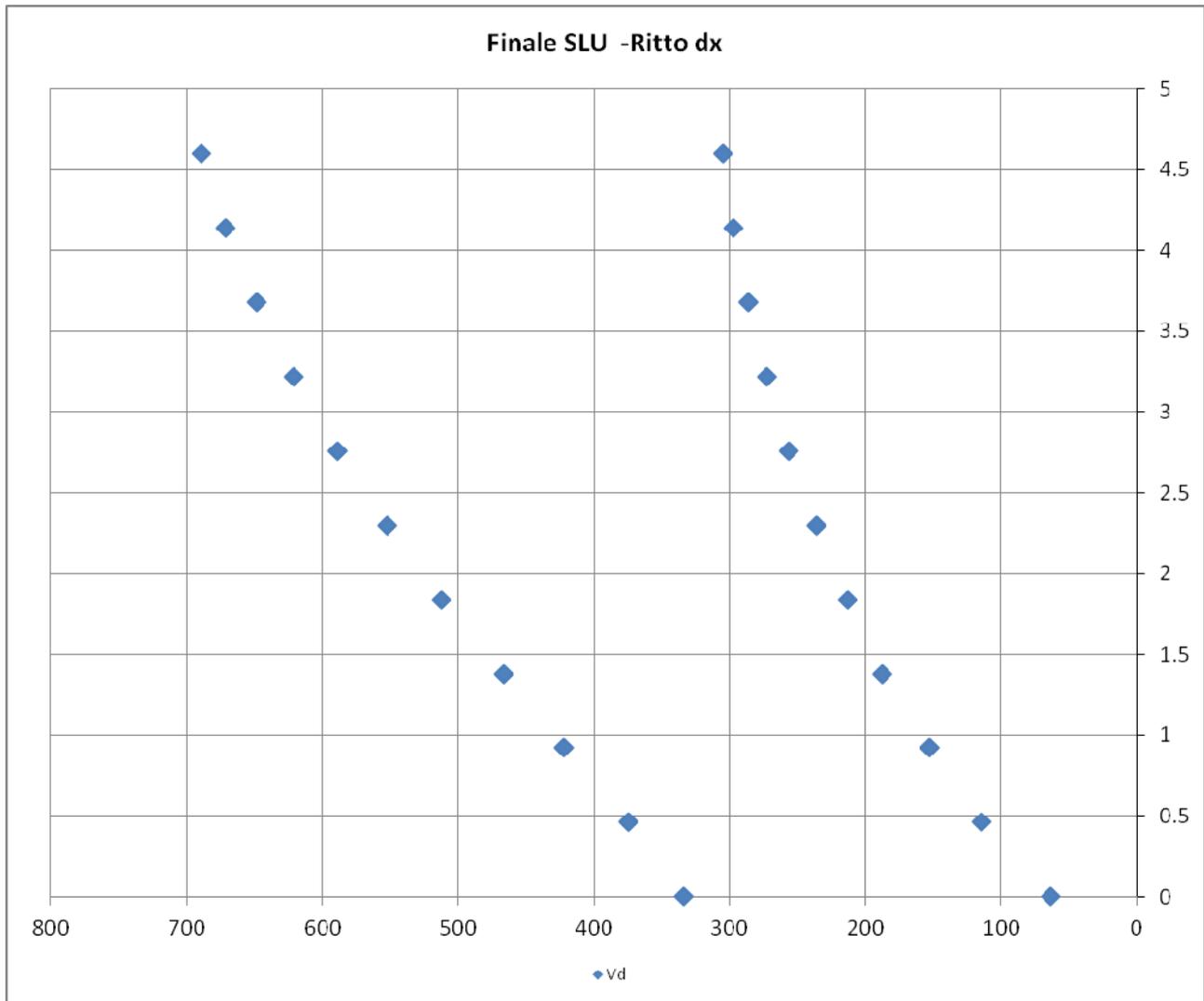
**FIGURA 8-7 - RITTO SX (TRATTO SUPERIORE) – SLU – MOMENTO FLETTENTE E SFORZO NORMALE**



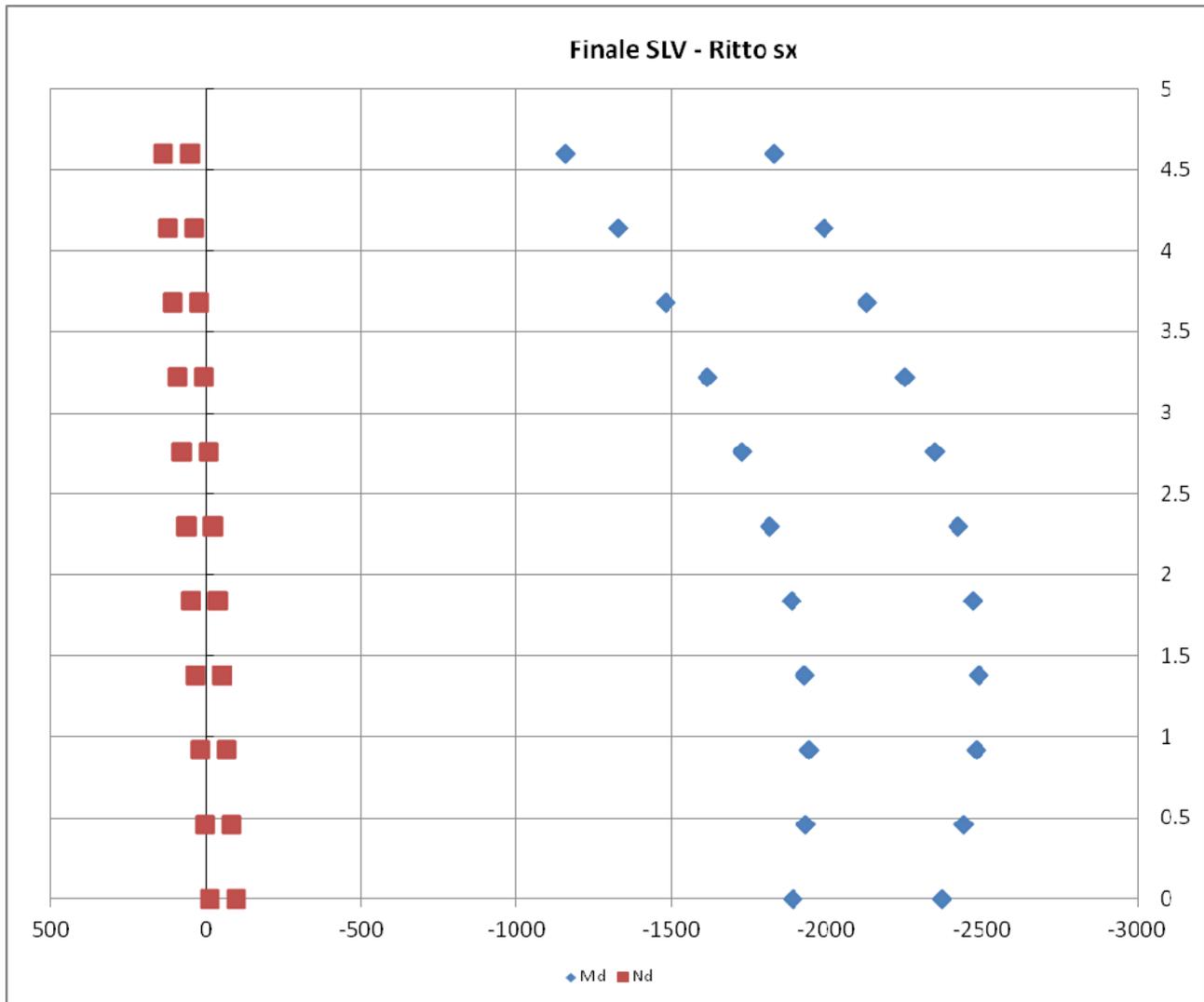
**FIGURA 8-8 - RITTO DX (TRATTO SUPERIORE) – SLU – MOMENTO FLETTENTE E SFORZO NORMALE**



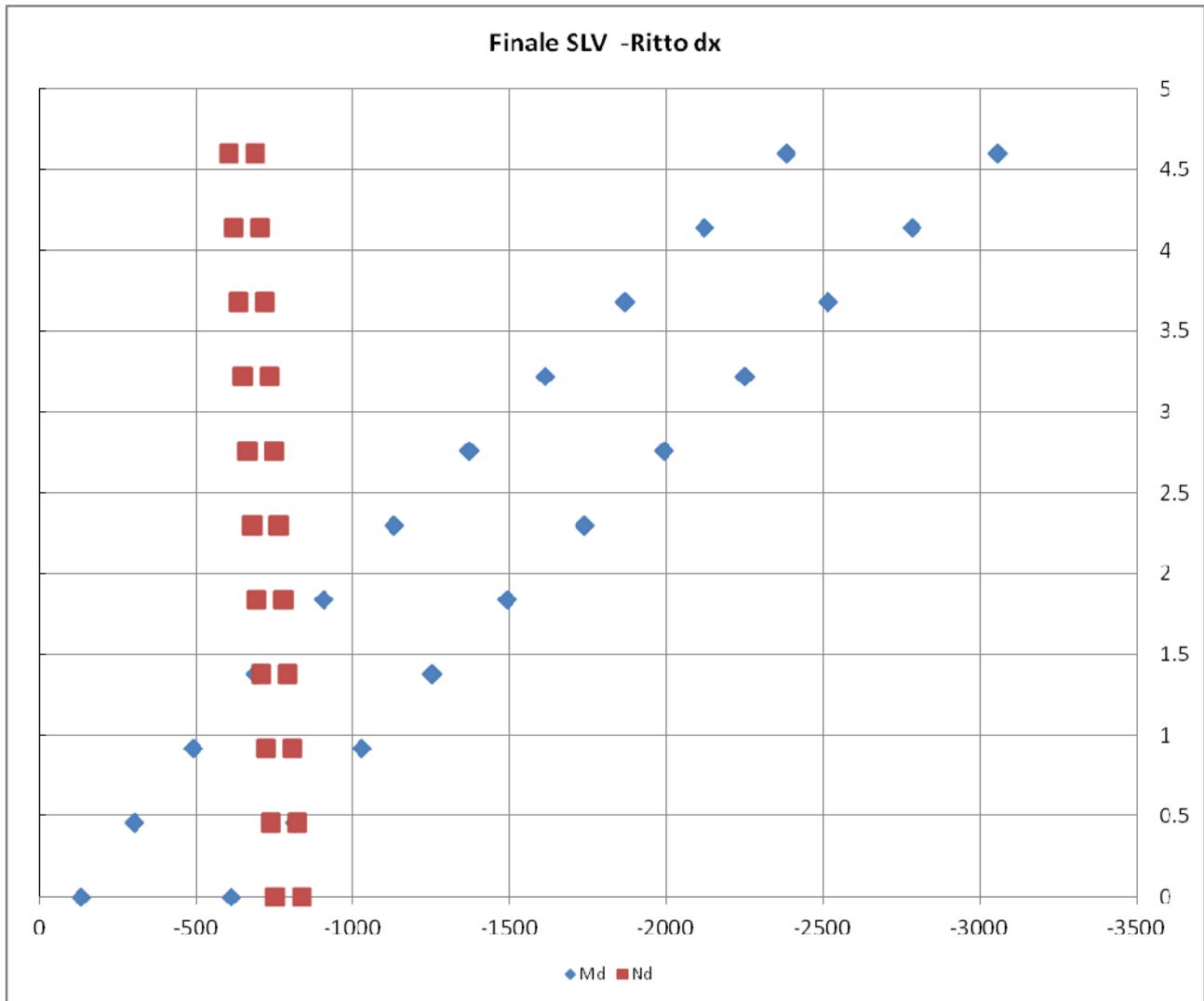
**FIGURA 8-9 - RITTO SX (TRATTO SUPERIORE) – SLU – TAGLIO**



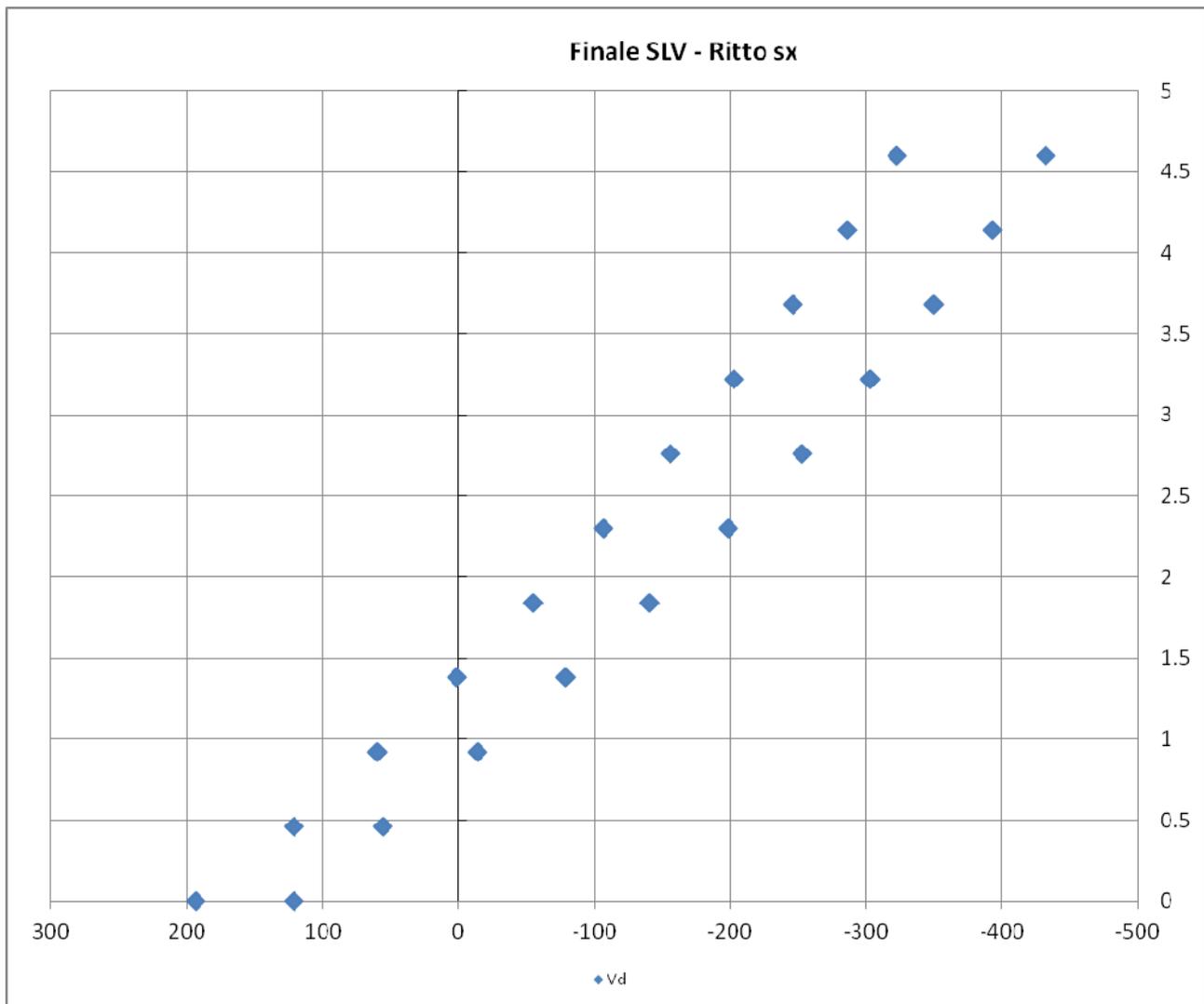
**FIGURA 8-10 - RITTO DX (TRATTO SUPERIORE) – SLU – TAGLIO**



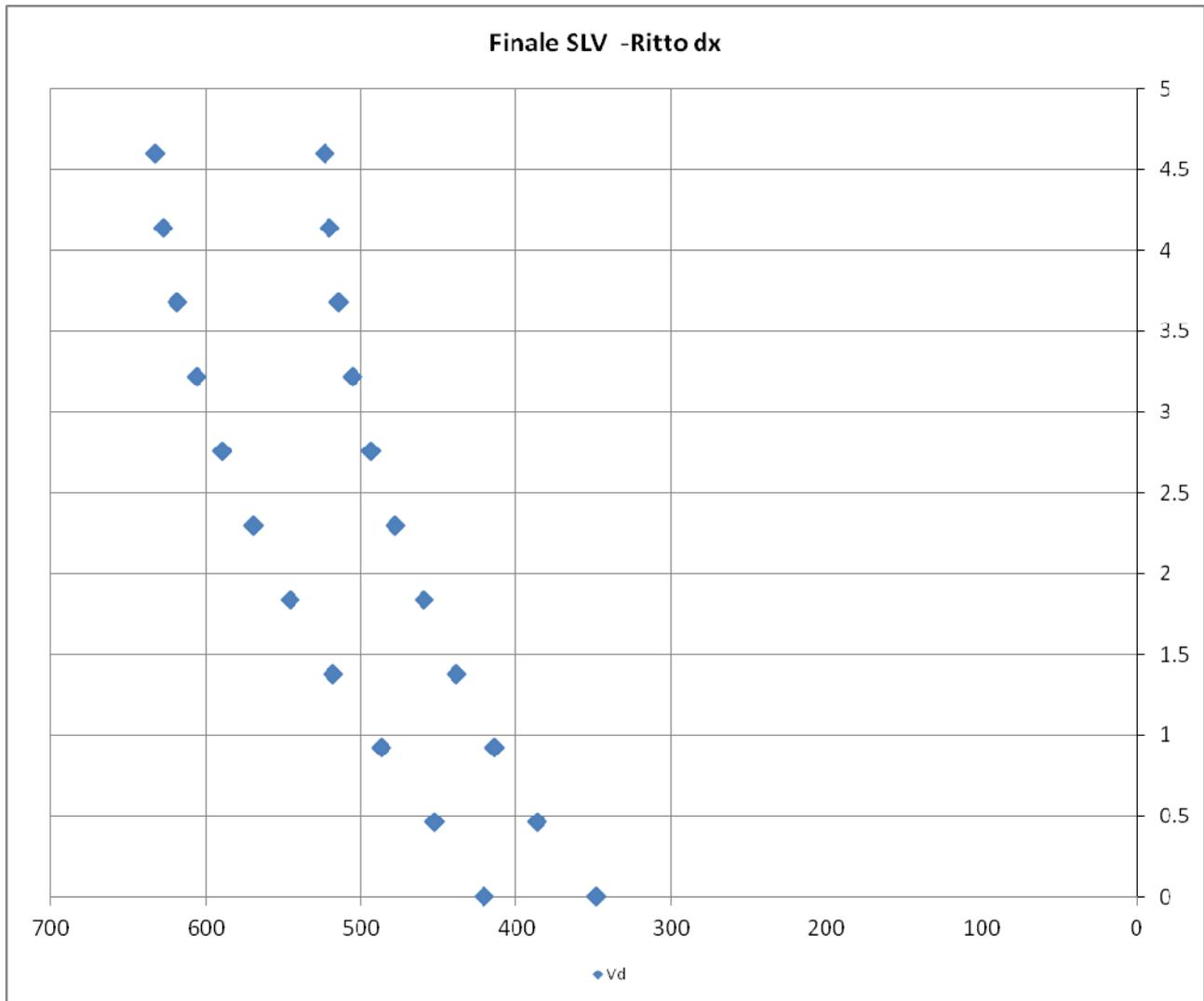
**FIGURA 8-11 - RITTO SX (TRATTO SUPERIORE) – SLV– MOMENTO FLETTENTE E SFORZO NORMALE**



**FIGURA 8-12 - RITTO DX (TRATTO SUPERIORE) – SLV– MOMENTO FLETTENTE E SFORZO NORMALE**

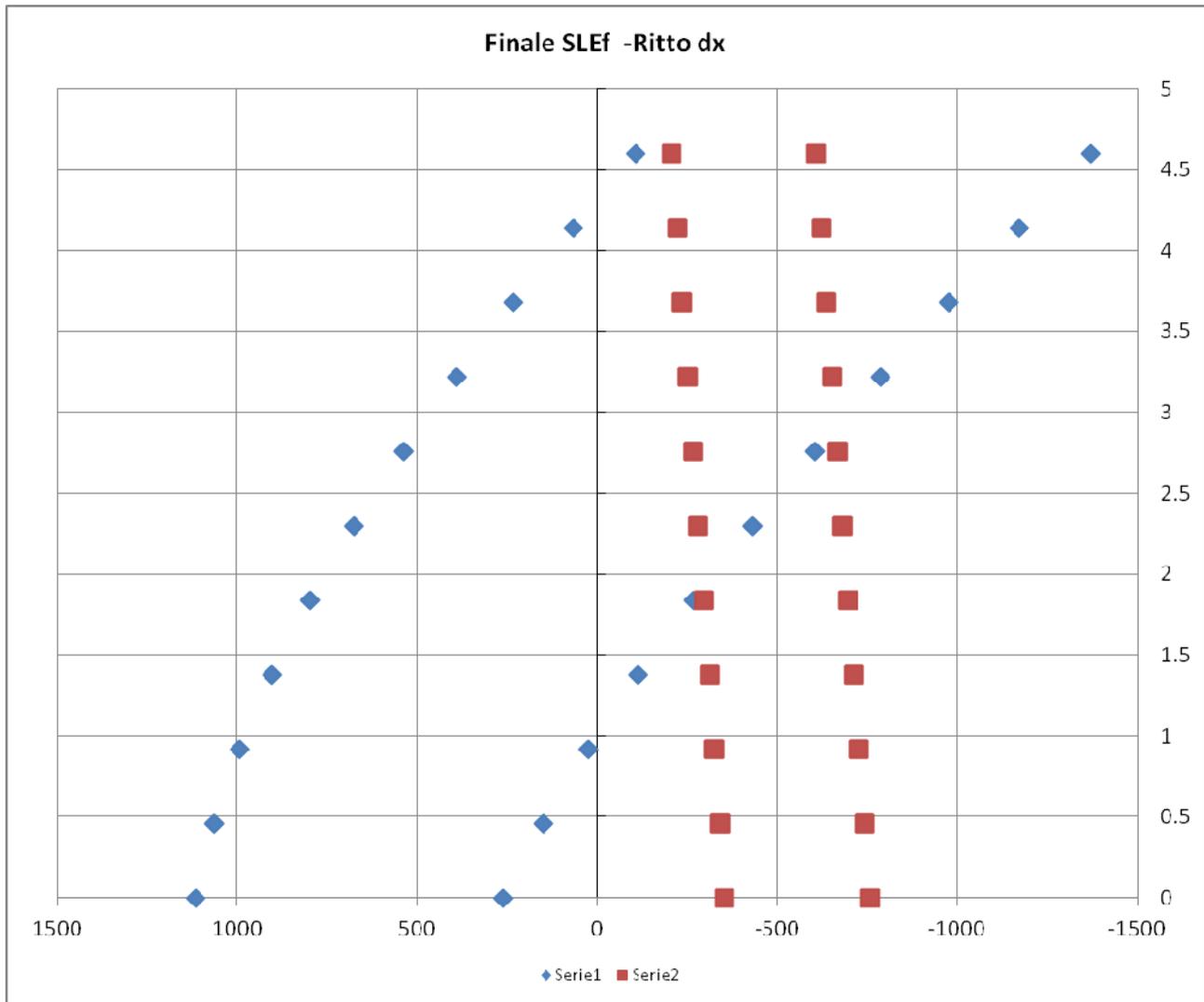


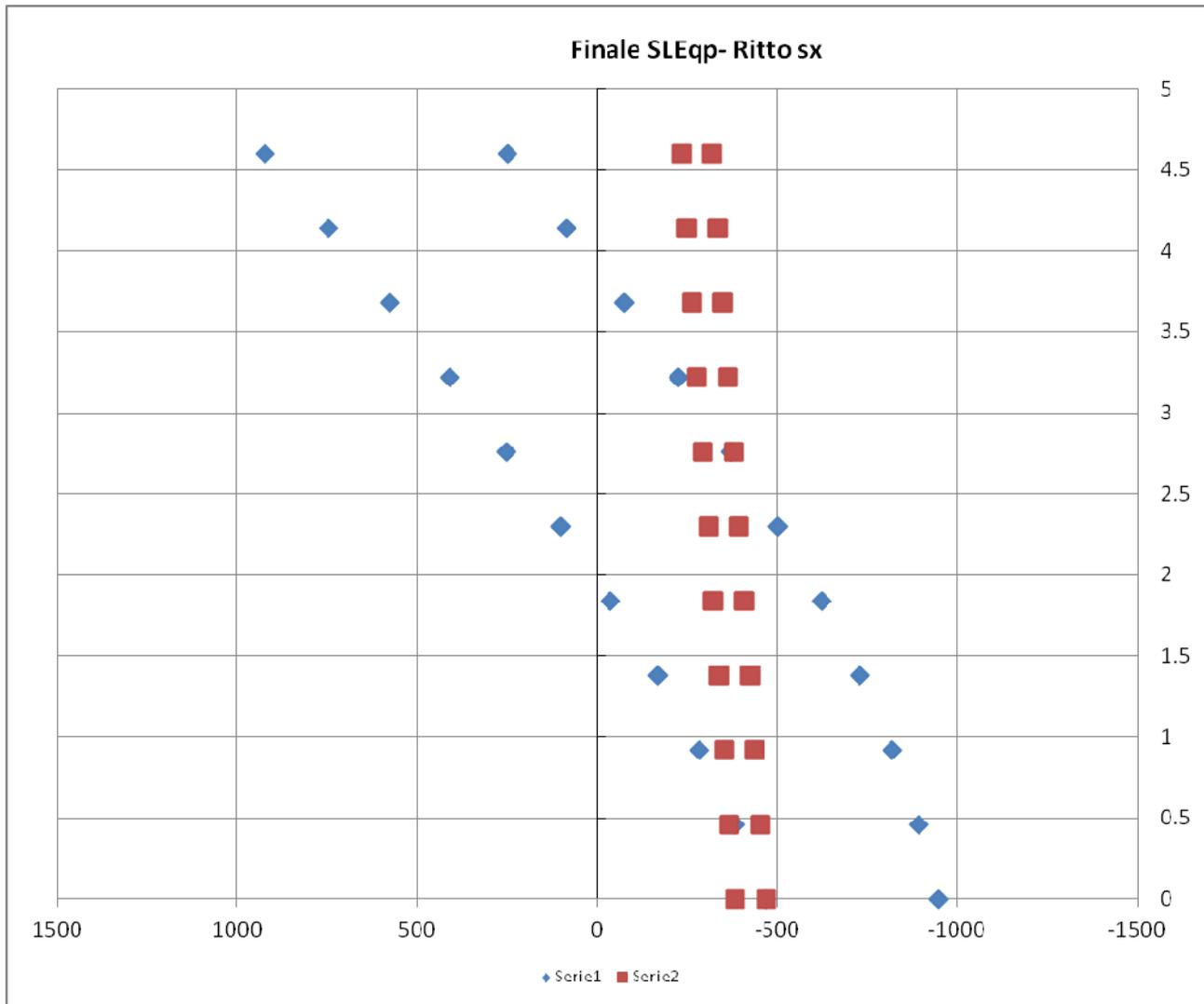
**FIGURA 8-13 - RITTO SX (TRATTO SUPERIORE) – SLV – TAGLIO**



**FIGURA 8-14 - RITTO DX (TRATTO SUPERIORE) – SLU – TAGLIO**







**FIGURA 8-17 - RITTO SX (TRATTO SUPERIORE) – SLEq – MOMENTO FLETTENTE E SFORZO NORMALE**

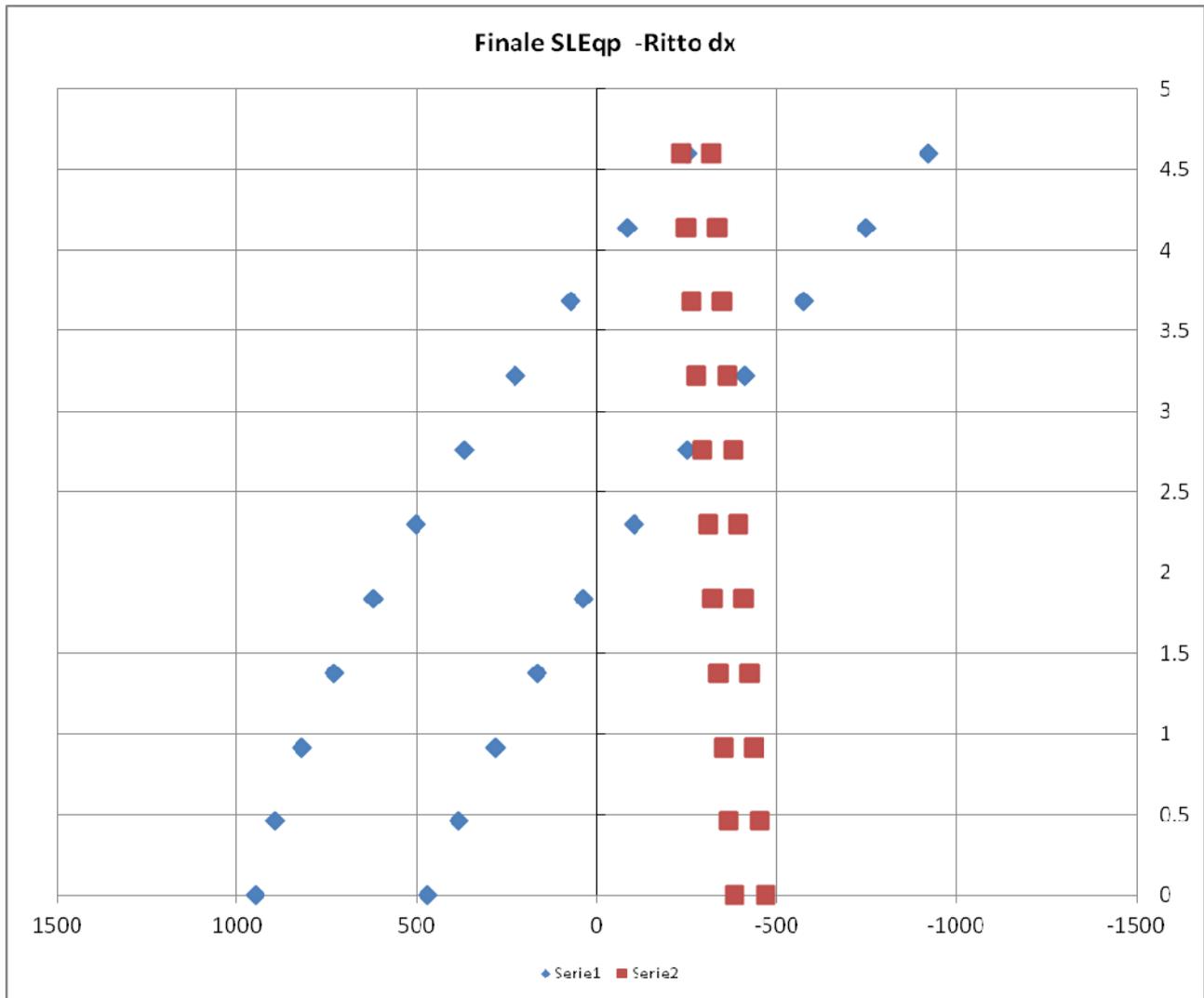
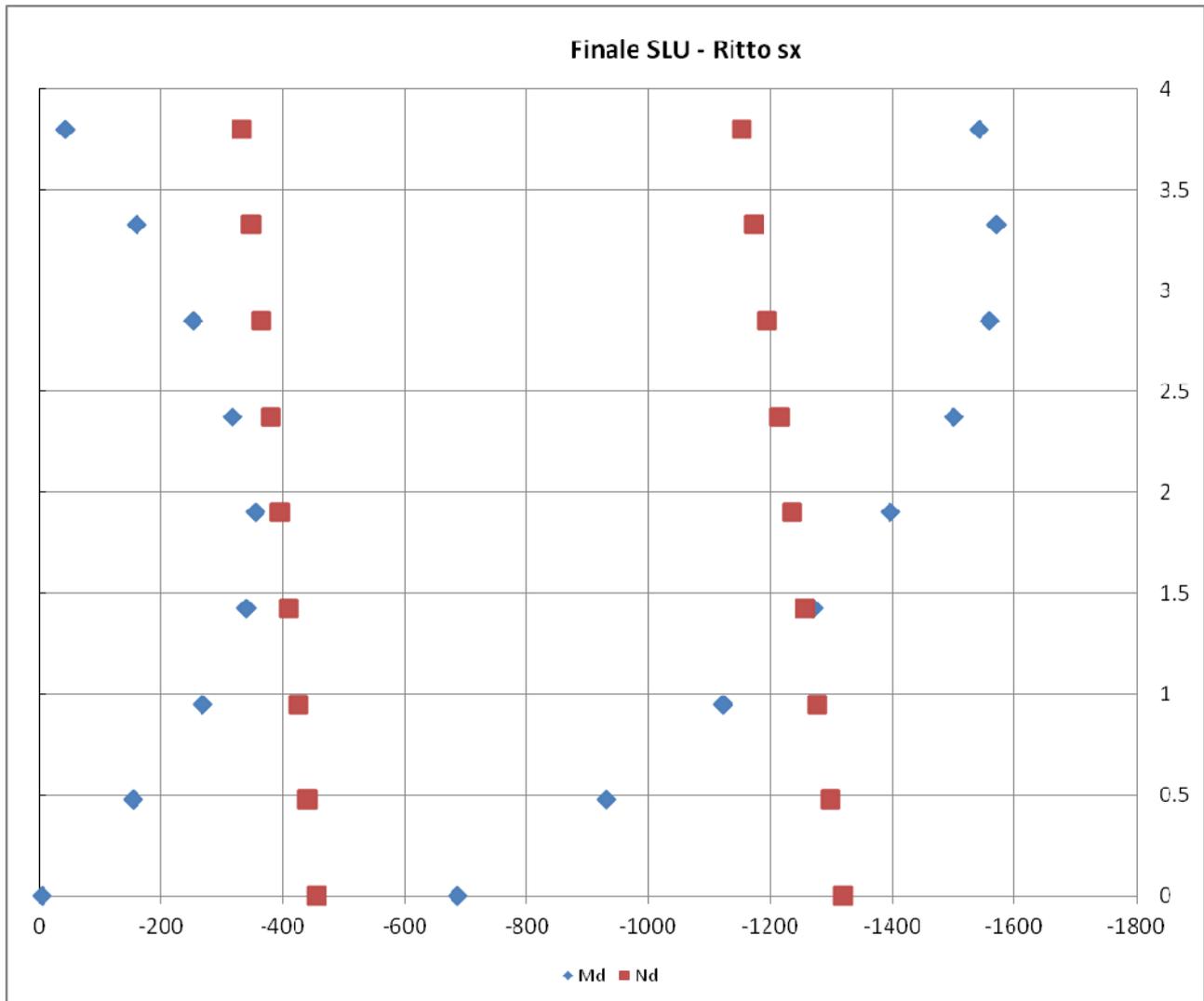
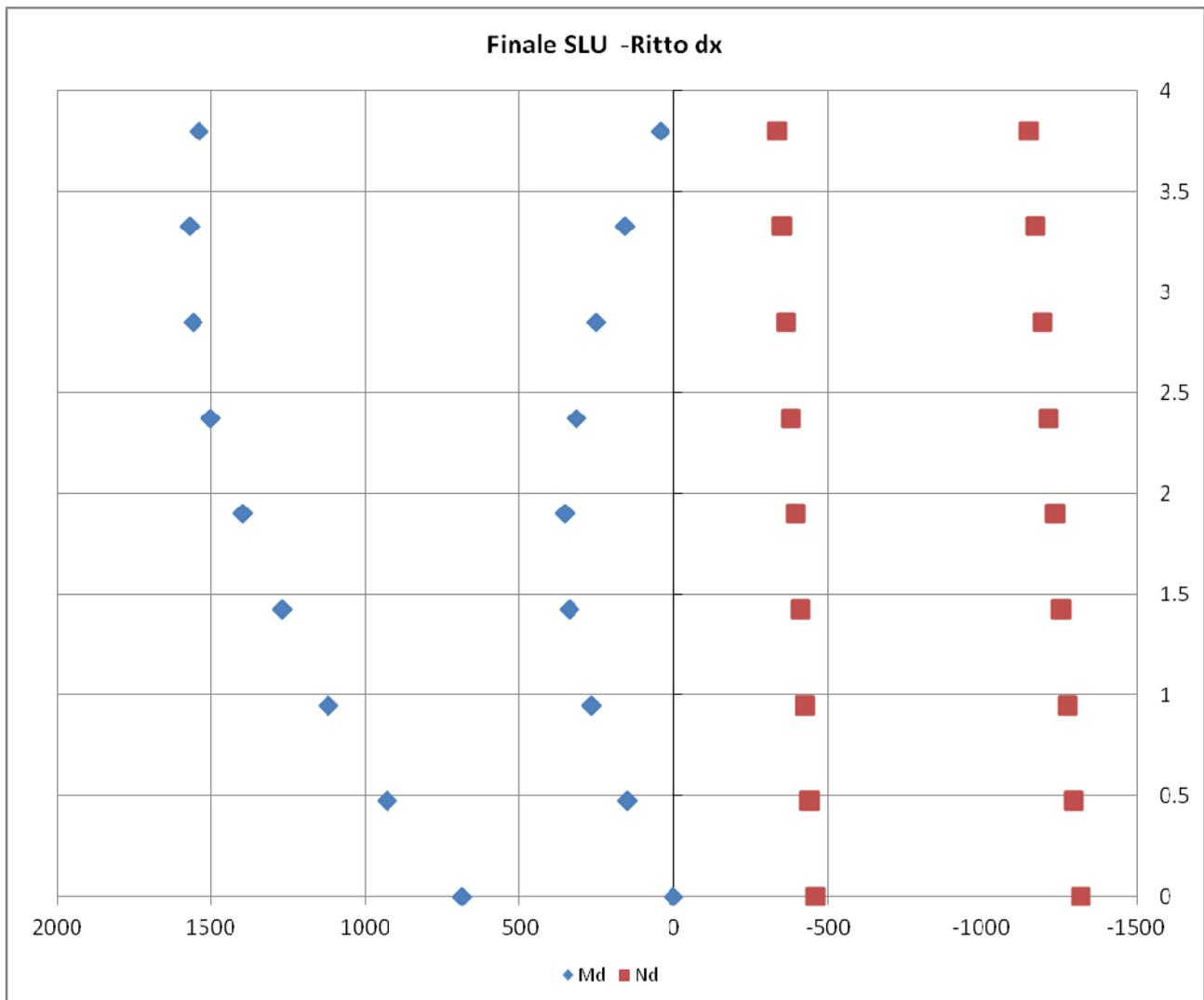


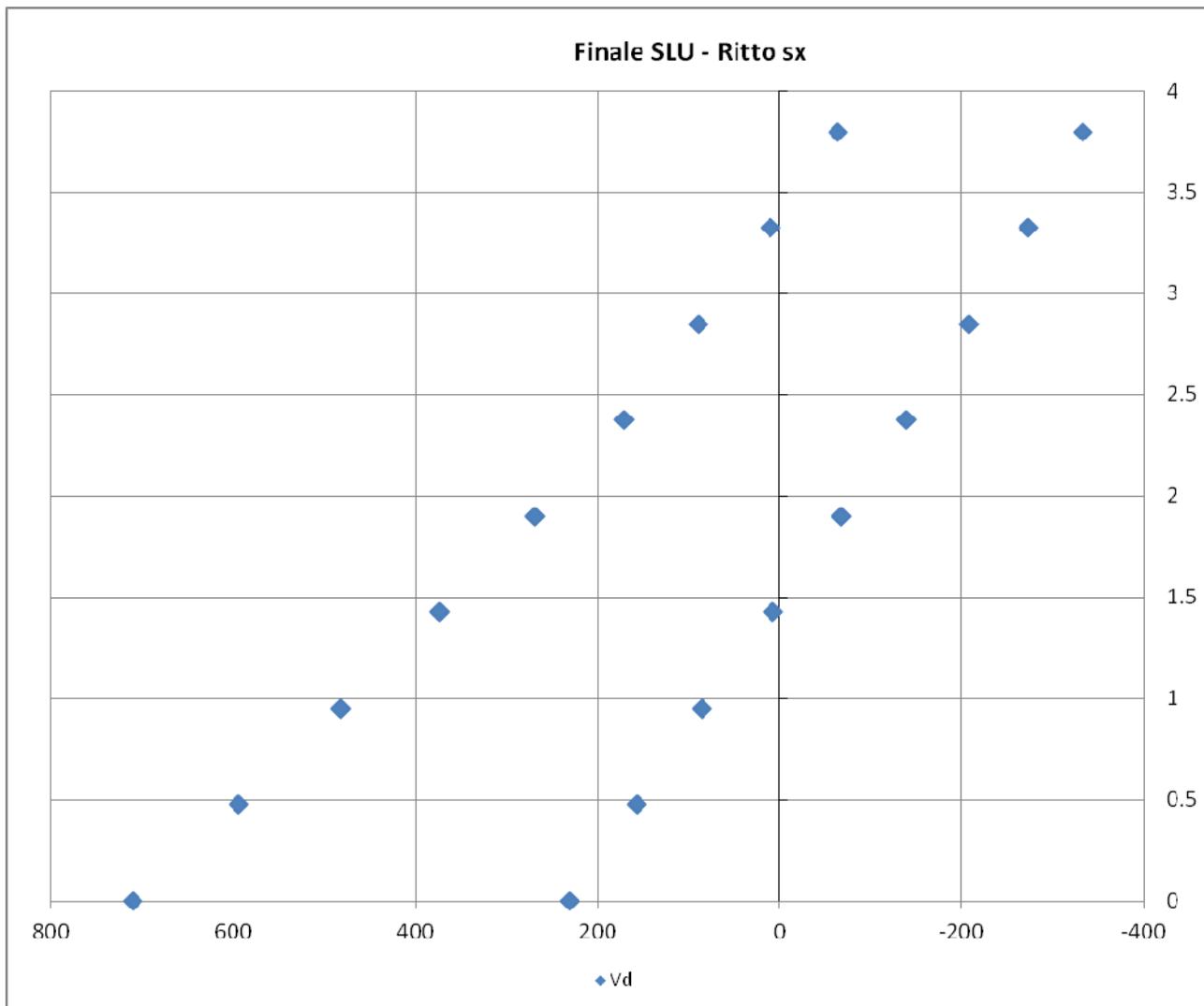
FIGURA 8-18 - RITTO DX (TRATTO SUPERIORE) – SLEQP – MOMENTO FLETTENTE E SFORZO NORMALE



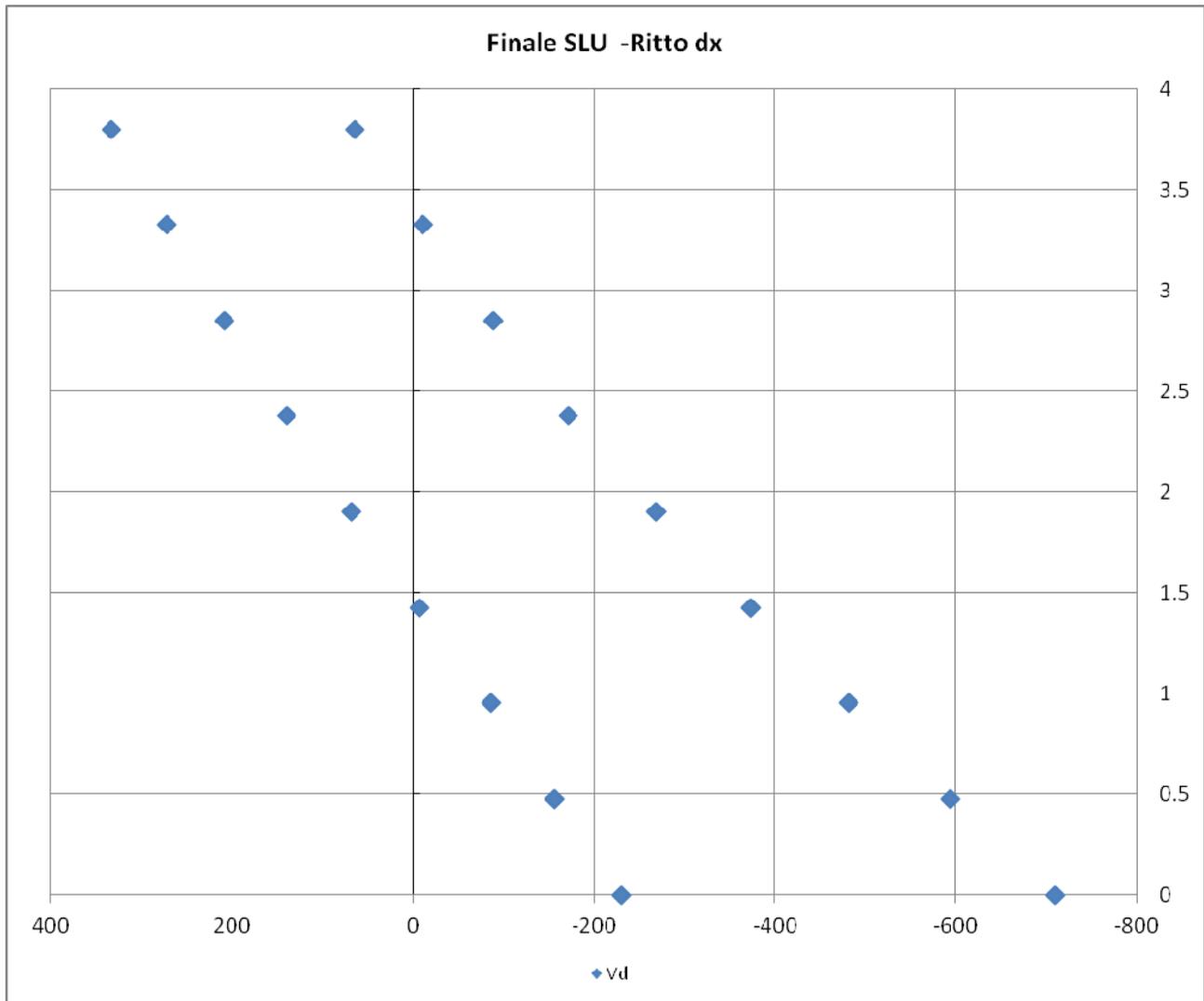
**FIGURA 8-19 - RITTO SX (TRATTO INFERIORE) - SLU- MOMENTO FLETTENTE E SFORZO NORMALE**



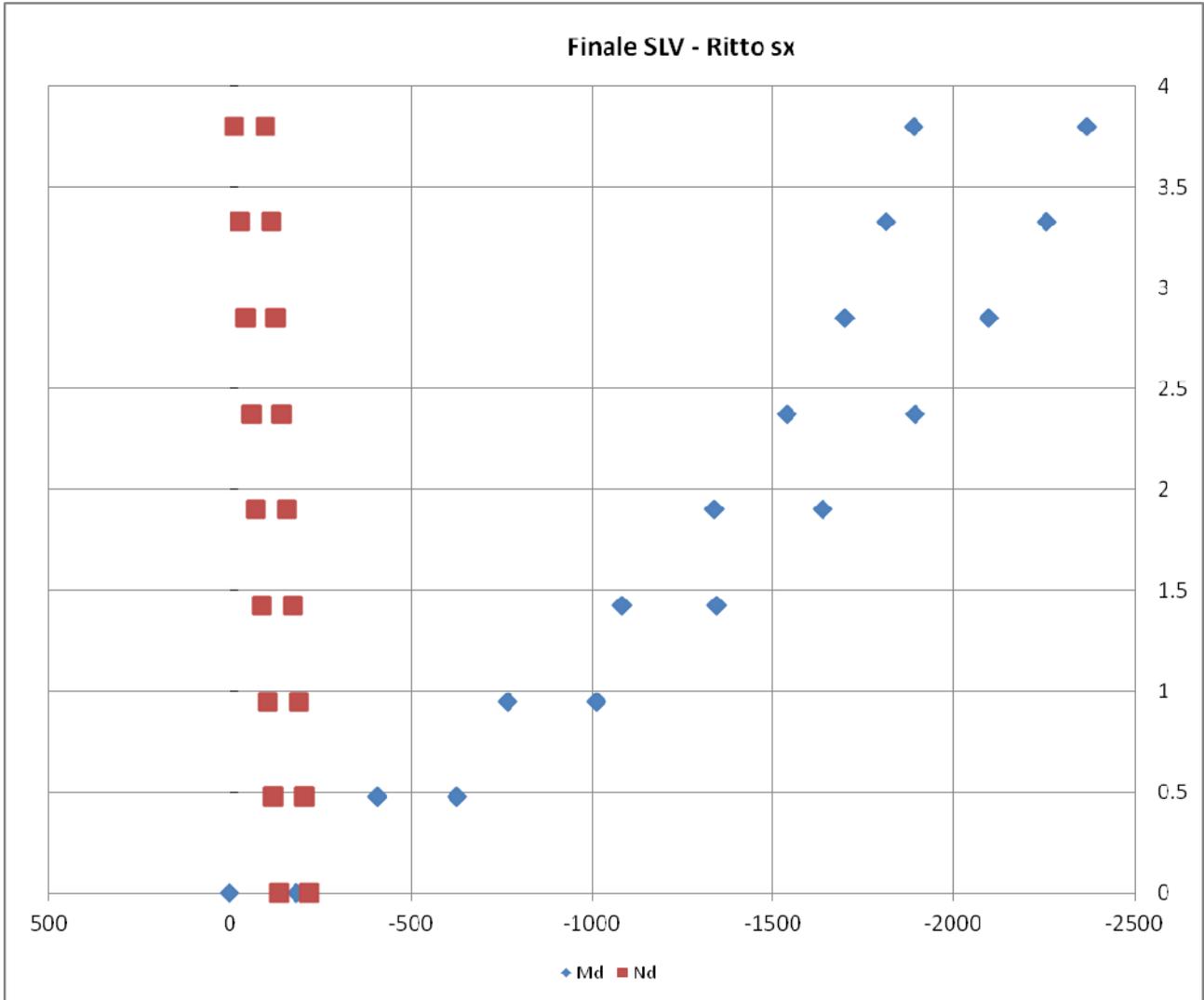
**FIGURA 8-20 - RITTO DX (TRATTO INFERIORE) - SLU- MOMENTO FLETTENTE E SFORZO NORMALE**



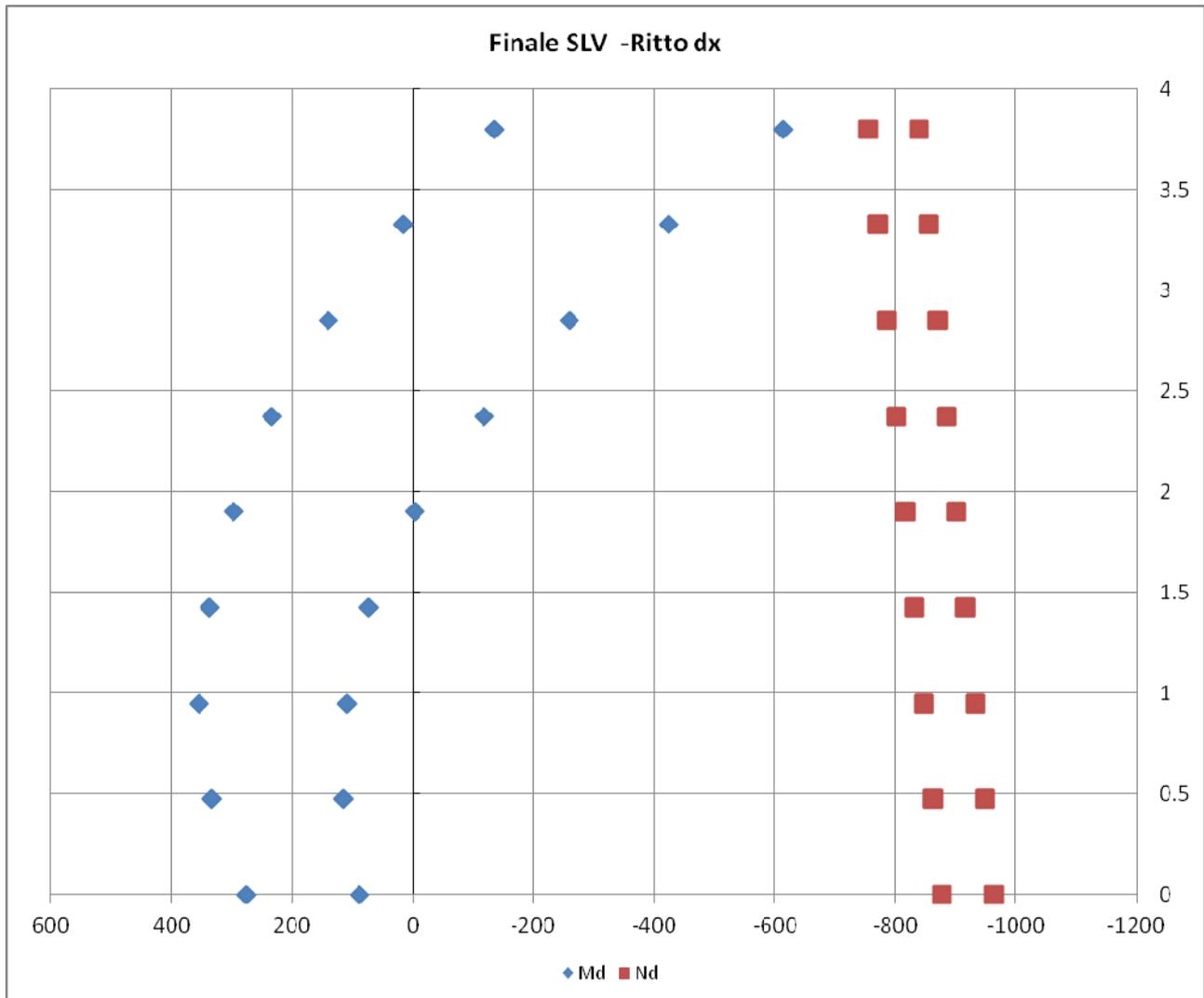
**FIGURA 8-21 - RITTO SX (TRATTO INFERIORE) - SLU- TAGLIO**



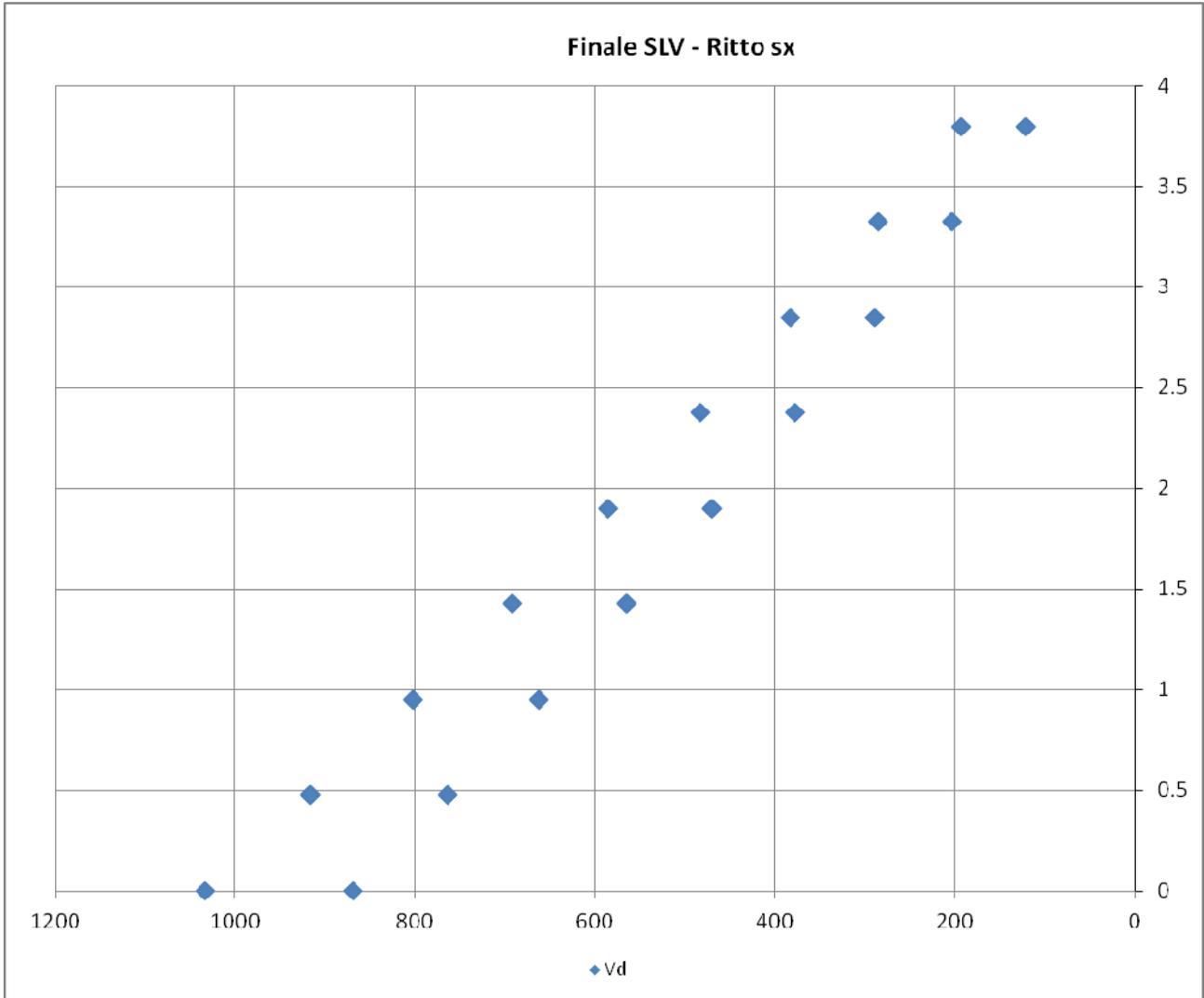
**FIGURA 8-22 - RITTO DX (TRATTO INFERIORE) - SLU- TAGLIO**



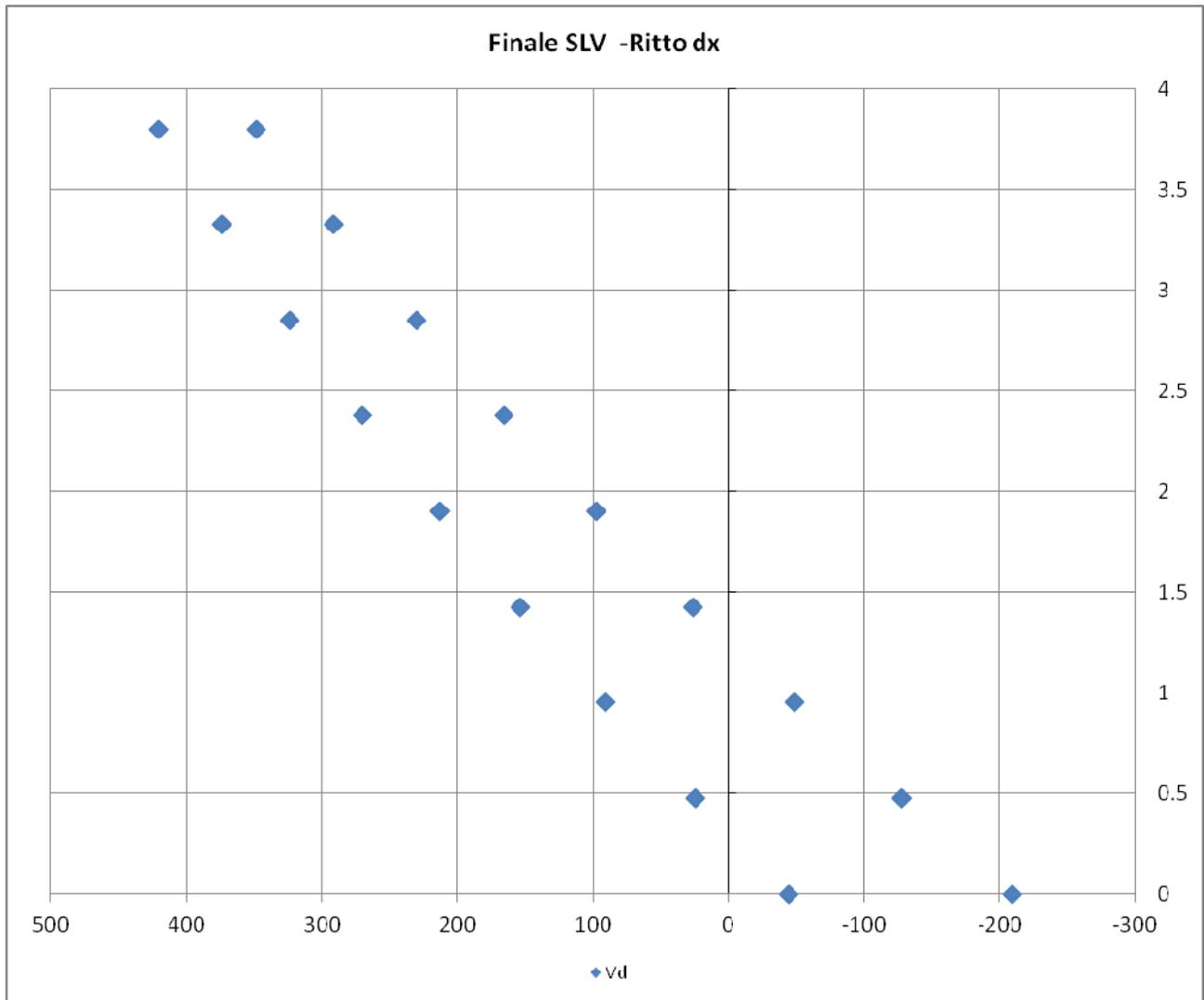
**FIGURA 8-23 - RITTO SX (TRATTO INFERIORE) - SLV- MOMENTO FLETTENTE E SFORZO NORMALE**



**FIGURA 8-24 - RITTO DX (TRATTO INFERIORE) - SLV – MOMENTO FLETTENTE E SFORZO NORMALE**



**FIGURA 8-25 - RITTO SX (TRATTO INFERIORE) - SLV- TAGLIO**



**FIGURA 8-26 - RITTO DX (TRATTO INFERIORE) - SLV- TAGLIO**

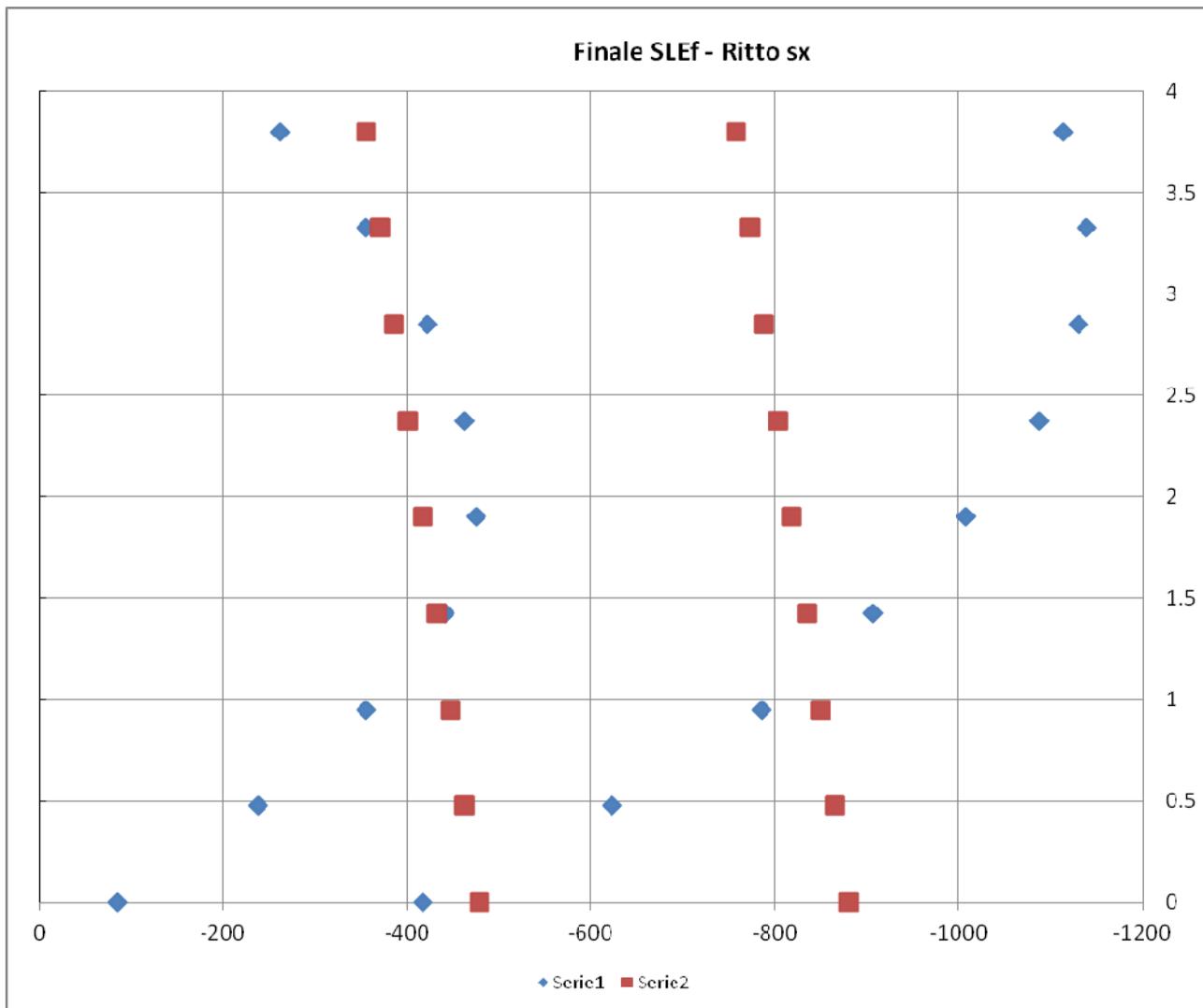
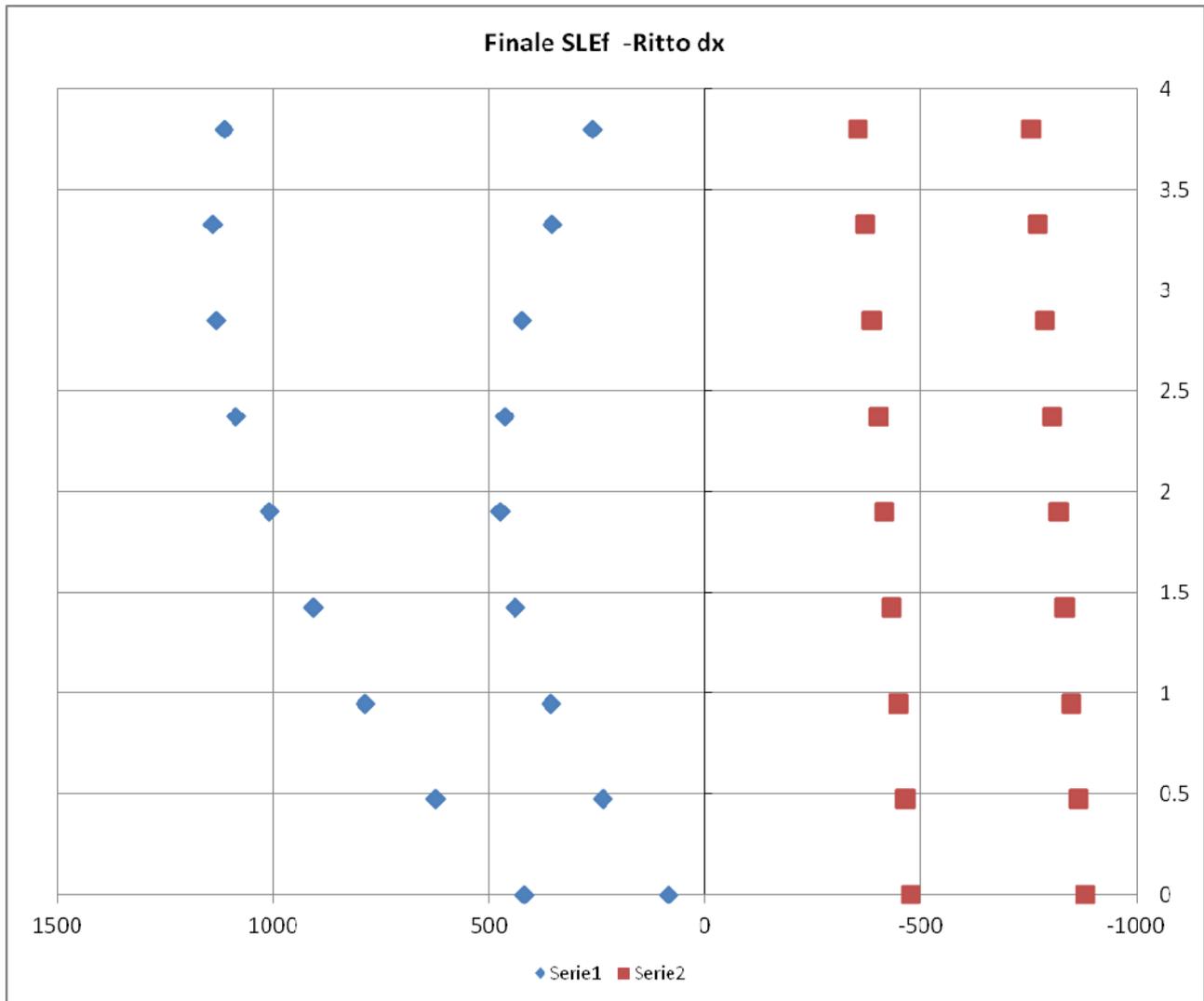
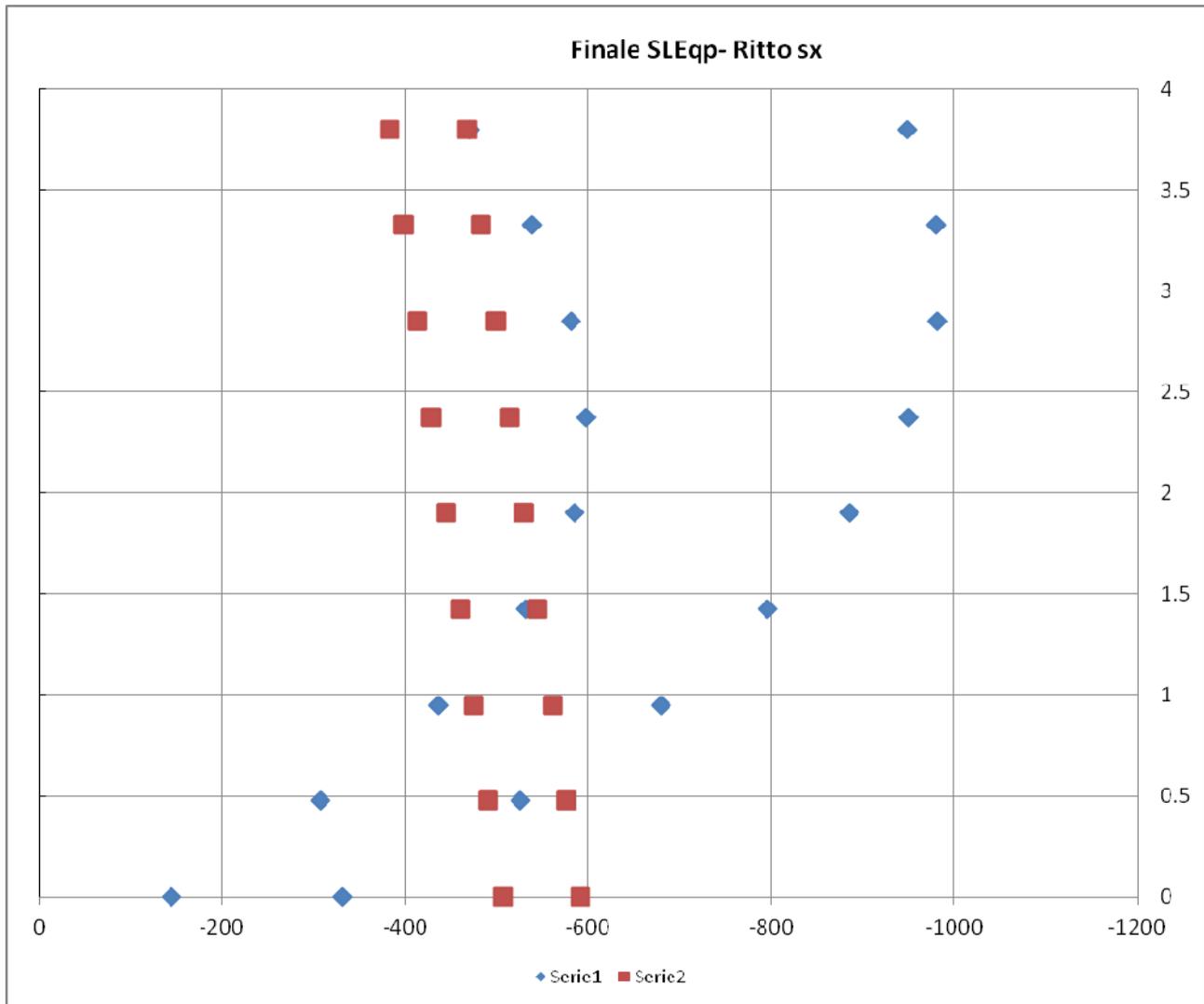


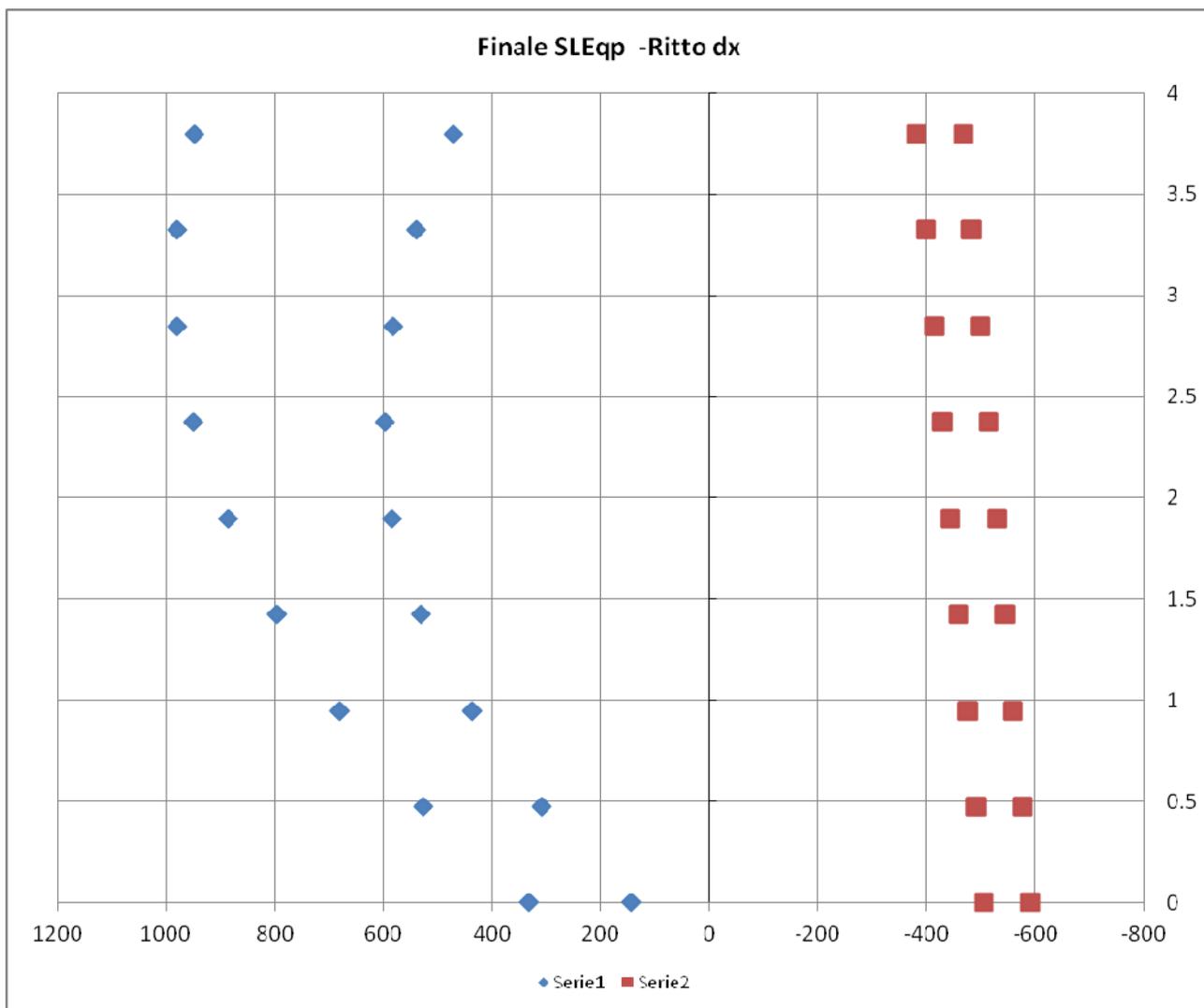
FIGURA 8-27 - RITTO SX (TRATTO INFERIORE) - SLEF – MOMENTO FLETTENTE E SFORZO NORMALE



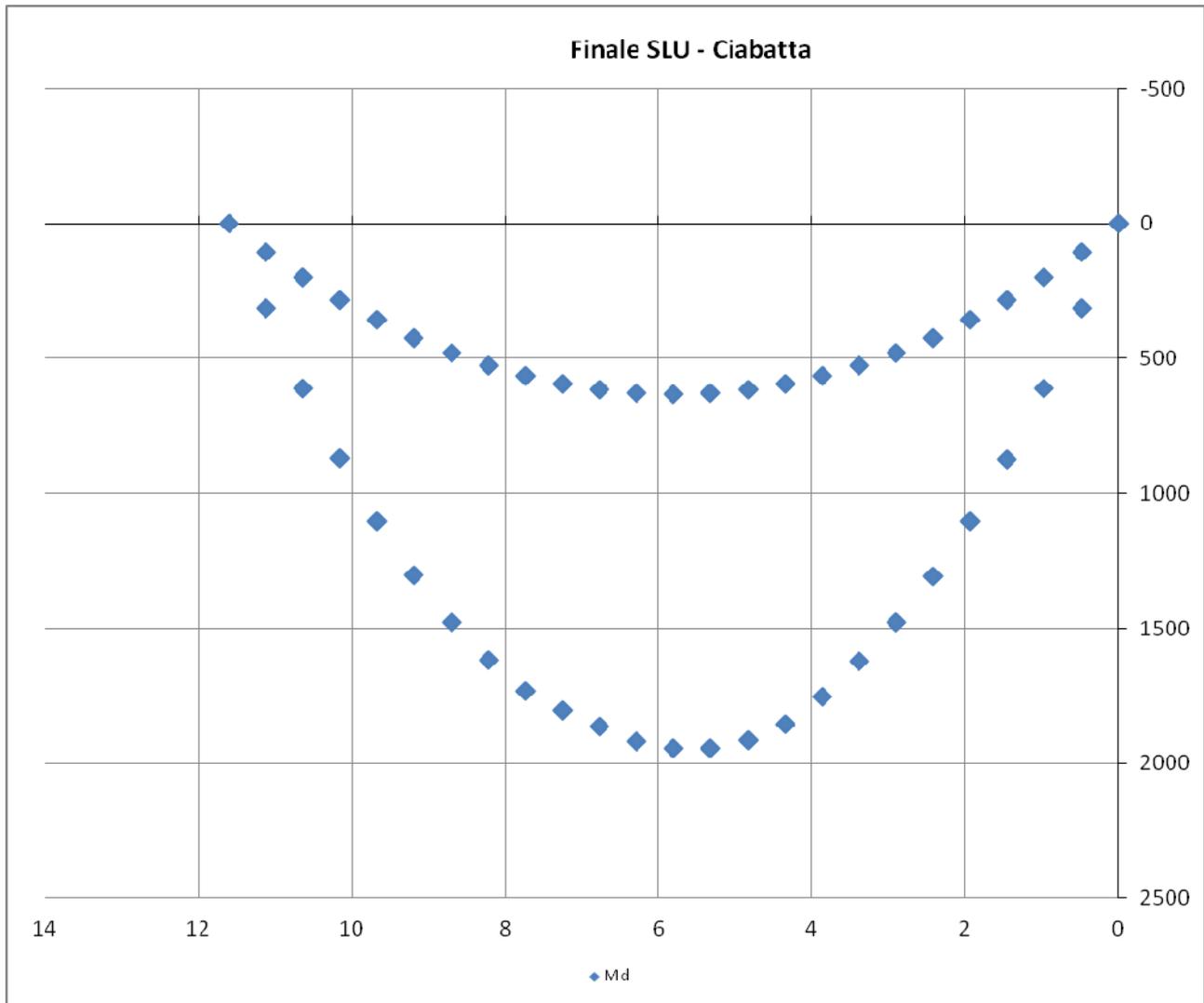
**FIGURA 8-28 - RITTO DX (TRATTO INFERIORE) - SLEf – MOMENTO FLETTENTE E SFORZO NORMALE**



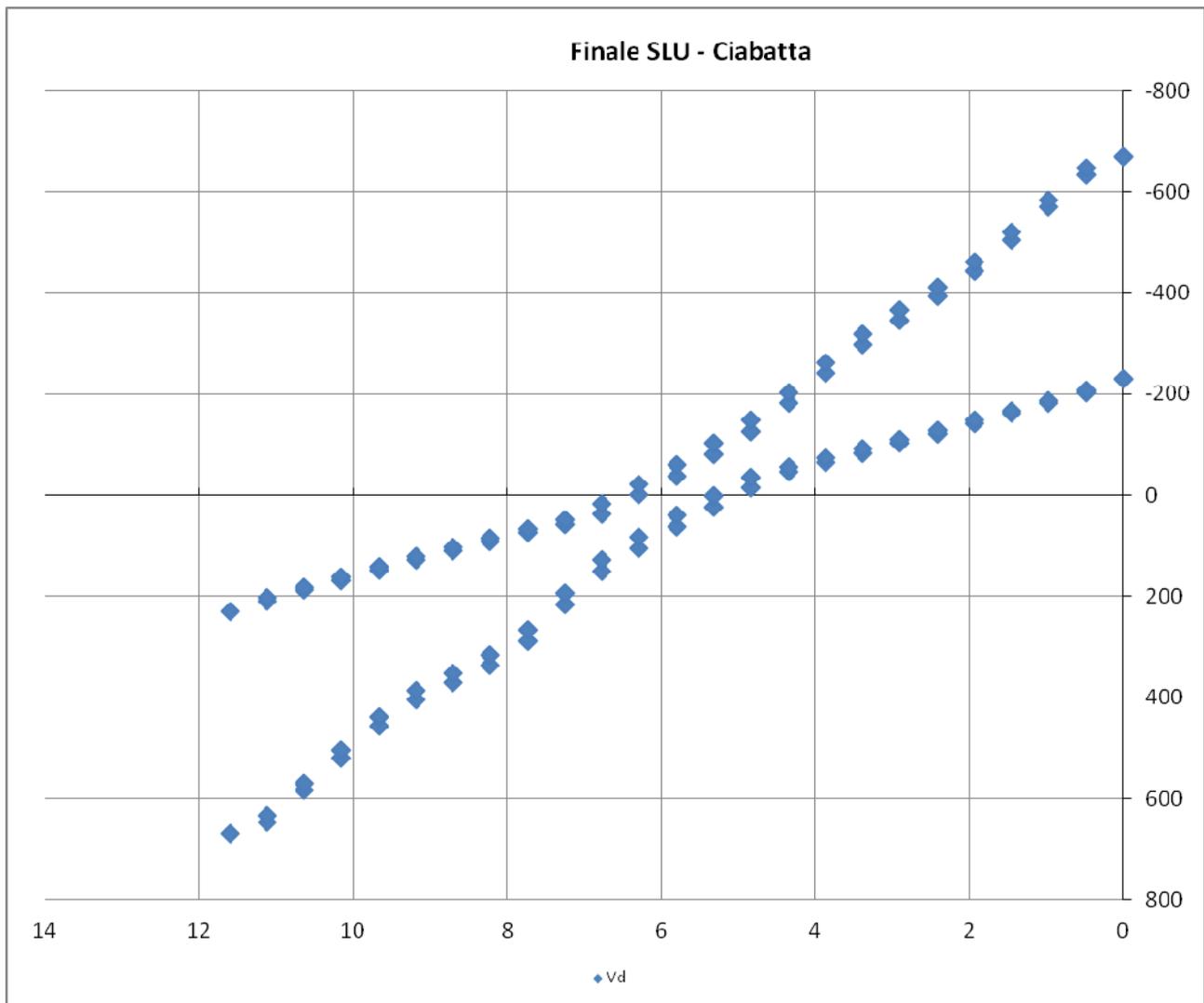
**FIGURA 8-29 - RITTO SX (TRATTO INFERIORE) - SLEqp – MOMENTO FLETTENTE E SFORZO NORMALE**



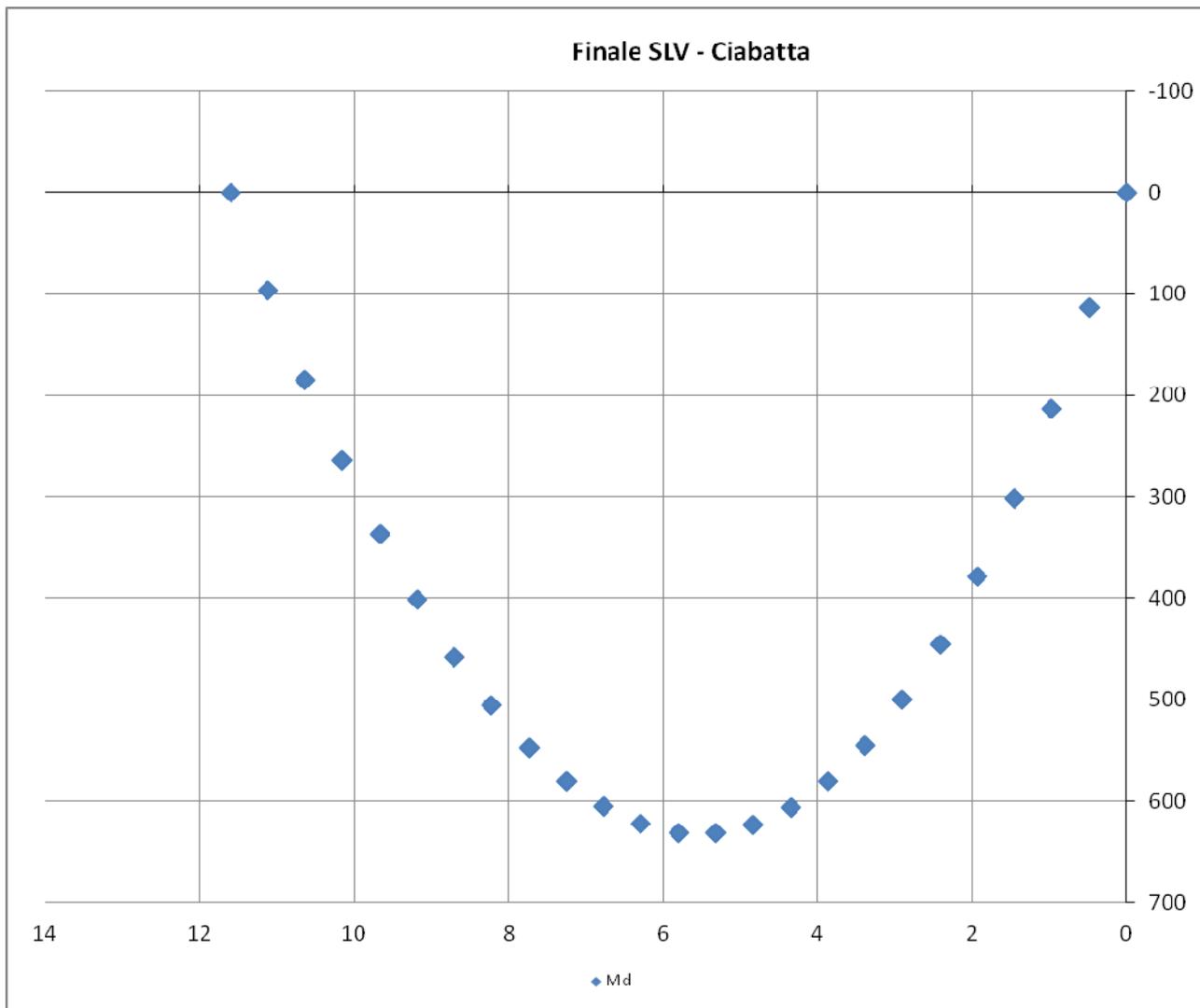
**FIGURA 8-30 - RITTO DX (TRATTO INFERIORE) - SLEqp – MOMENTO FLETTENTE E SFORZO NORMALE**



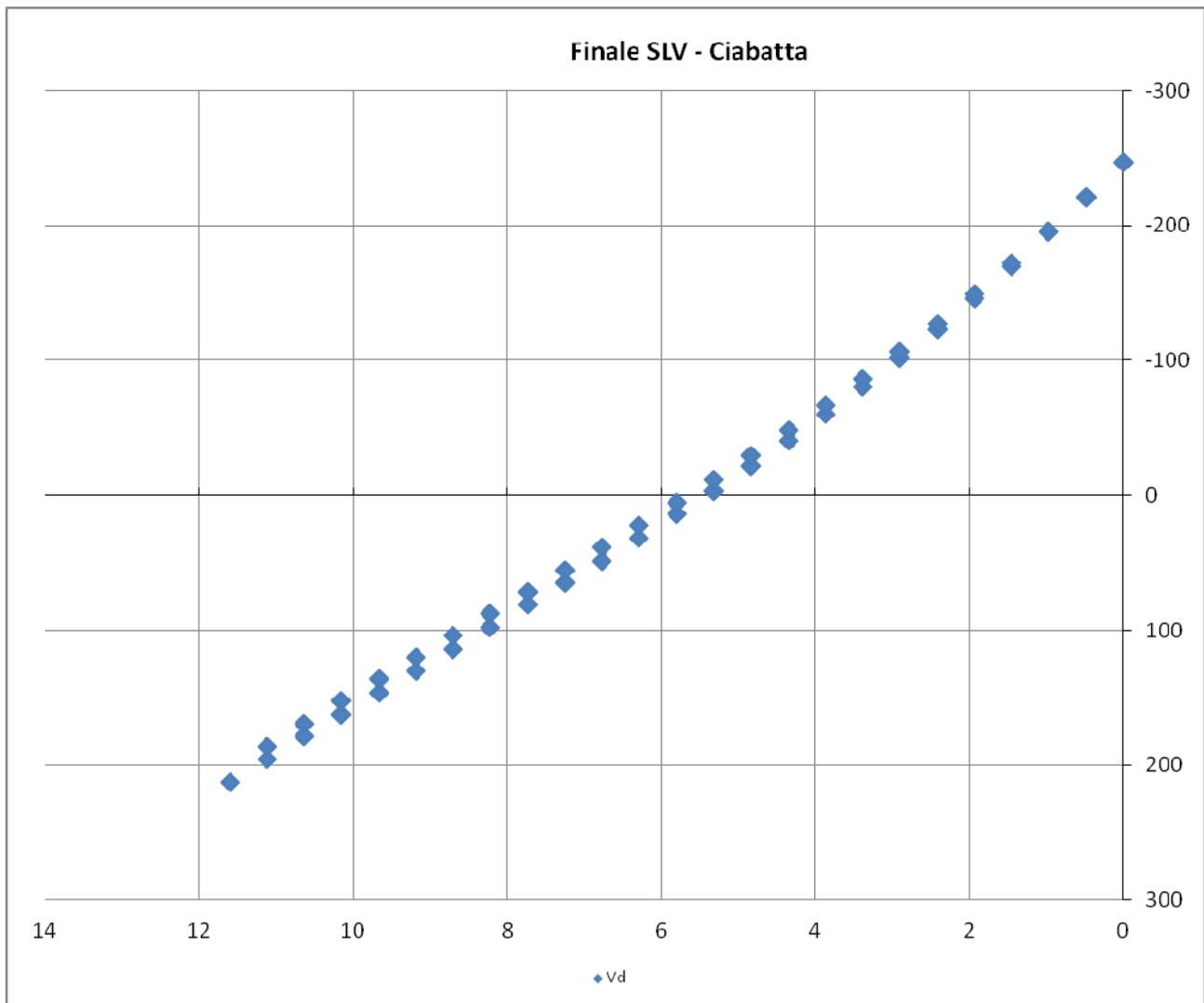
**FIGURA 8-31 - CIABATTA DI FONDAZIONE – SLU– MOMENTO FLETTENTE**



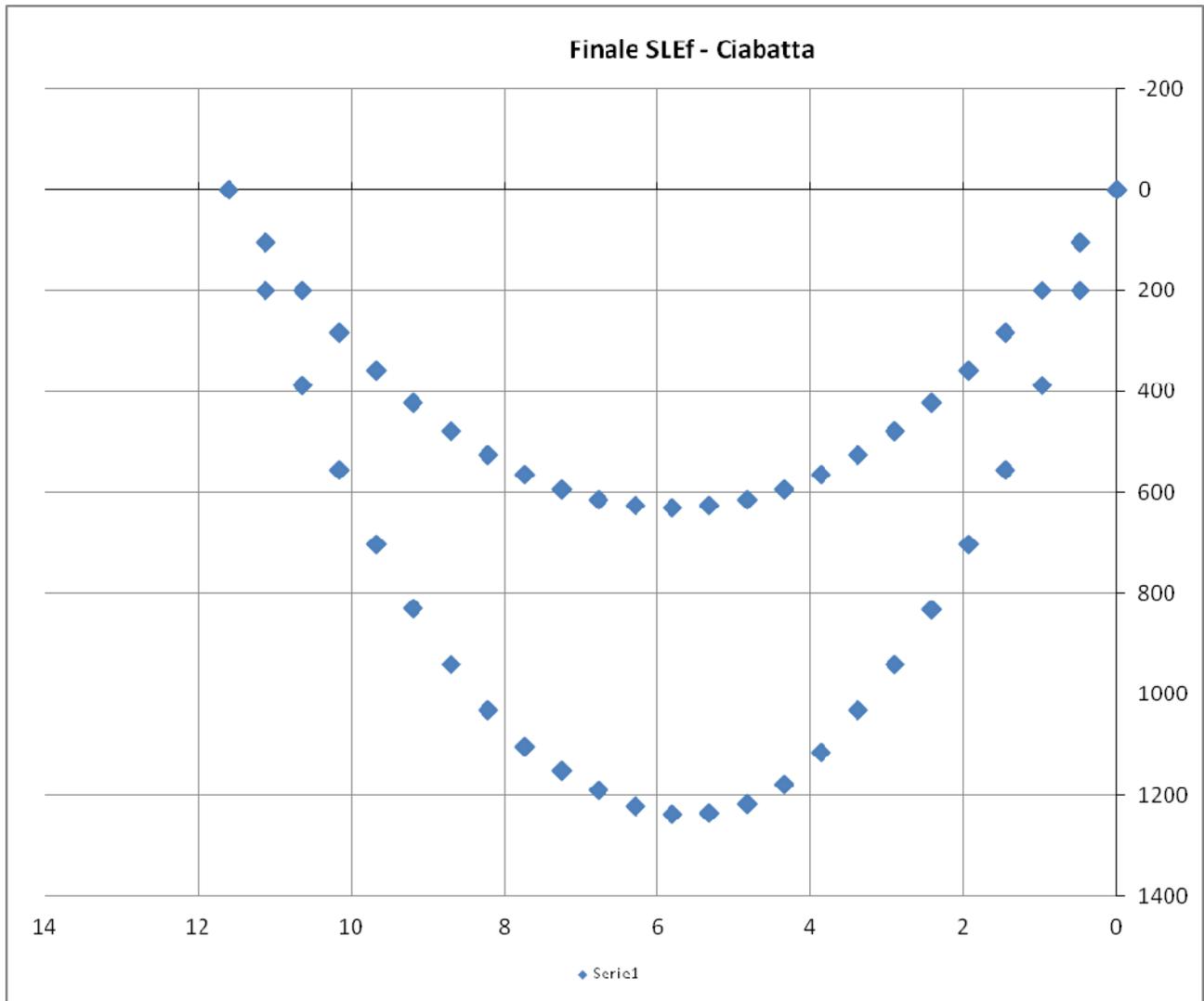
**FIGURA 8-32 - CIABATTA DI FONDAZIONE – SLU– TAGLIO**



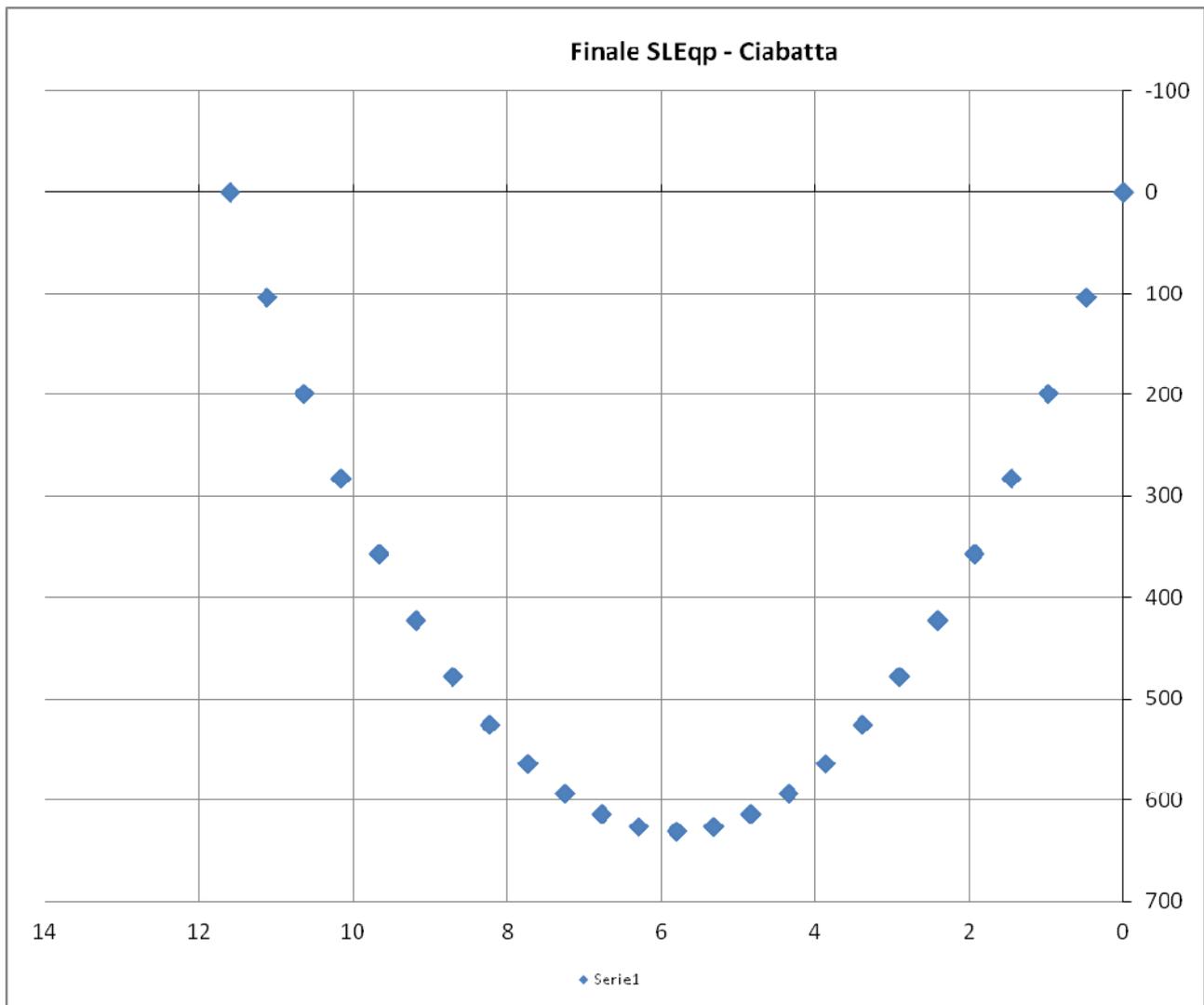
**FIGURA 8-33 - CIABATTA DI FONDAZIONE – SLV– MOMENTO FLETTENTE**



**FIGURA 8-34 - CIABATTA DI FONDAZIONE – SLV– TAGLIO**



**FIGURA 8-35 - CIABATTA DI FONDAZIONE – SLEf – MOMENTO FLETTENTE**



**FIGURA 8-36 - CIABATTA DI FONDAZIONE – SLEqp – MOMENTO FLETTENTE**

## 8.2. RITTO (diaframma)

---

### 8.2.1. Verifiche di resistenza SLU/SLV

TRATTO SUPERIORE (fino a 4.60 m a partire da intradosso soletta superiore)

- Momento massimo che tende le fibre esterne:  $M = 3056 \text{ kNm}$ .
- Momento massimo che tende le fibre interne:  $M = 2490 \text{ kNm}$ .
- Sforzo normale: trascurato perché o di compressione (di modesta intensità) o praticamente nullo
- Taglio massimo:  $V = 689 \text{ kN}$ .

Si considera la seguente armatura:

- $(1 \phi 26 + 1 \phi 24) / 10''$  lato esterno e lato interno
- armatura a taglio realizzata con 3 bracci orizzontali  $f12/m$  a passo verticale 200 mm.

Verifica a flessione (vedi figure seguenti):

- $M_{rd} = 3144 \text{ kNm} > 3056 \text{ kNm}$

Verifica a taglio (vedi figure seguenti):

- $V_{rd} = 1343 \text{ kN} > 689 \text{ kN}$

**Verifica C.A. S.L.U. - File: Ritto**

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: **Ritto**

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	100	1	98.33	10
			2	98.33	90

**Tipologia Sezione**  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

**Sollecitazioni**  
 S.L.U. Metodo n  
 N<sub>Ed</sub> 0 0 kN  
 M<sub>xEd</sub> 0 0 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 0 0

**P.to applicazione N**  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

**Tipologia rottura**  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Metodo di calcolo**  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

**Tipologia flessione**  
 Retta  Devia

**Materiali**  
 B450C C25/30  
 $\varepsilon_{su}$  67.5 ‰  $\varepsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  391.3 N/mm²  $\varepsilon_{cu}$  3.5 ‰  
 $E_s$  200,000 N/mm²  $f_{cd}$  14.17  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8  
 $\varepsilon_{syd}$  1.957 ‰  $\sigma_{c,adm}$  9.75  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²  $\tau_{co}$  0.6  
 $\tau_{cl}$  1.829

M<sub>xRd</sub> -3.144 kNm  
 $\sigma_c$  -14.17 N/mm²  
 $\sigma_s$  391.3 N/mm²  
 $\varepsilon_c$  3.5 ‰  
 $\varepsilon_s$  18.07 ‰  
 d 90 cm  
 x 14.61 w/d 0.1623  
 $\delta$  0.7

N° rett. 100  
 Calcola MRd Dominio M-N  
 L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello  
 Precompresso

Verifica di sezione rettangolare c.c.a.n. staffata soggetta a taglio semplice			
<b>Dati</b>			
b	1000	mm	larghezza dell'anima resistente a taglio
h	1000	mm	altezza
d	900	mm	altezza utile
fck	25	N/mm²	resistenza caratt. a compressione del calcestruzzo
f <sub>yd</sub>	391.3	N/mm²	resistenza di progetto dell'acciaio
f <sub>cd</sub>	14.17	N/mm²	resistenza di progetto del calcestruzzo
f' <sub>cd</sub>	7.08	N/mm²	resistenza a compressione ridotta del cls d'anima
Asl	9833	mm²	armatura longitudinale
k	1.47		fattore di ingranamento
v <sub>min</sub>	0.31	N/mm²	tensione resistente minima
ρ	0.0109		rapporto geom. di armatura longit.
N <sub>ed</sub>	0	N	sforzo di compressione di progetto nella sezione
σ <sub>cp</sub>	0.00	N/mm²	tensione media di compressione nella sezione
α <sub>C</sub>	1.00		coefficiente maggiorativo
<b>Resist. a taglio della trave non armata e armatura minima</b>			
V <sub>rd</sub>	478.58	kN	resist. a taglio della trave in assenza di apposita armatura
<b>Resist. a taglio della trave non armata e passo massimo</b>			
Ast (mm²)	s (mm)	ctg <sub>calc</sub>	ctg <sub>θ</sub>
339	200	3.111	2.500
			rottura
			duttile lato acc
			V <sub>rd3</sub> (kN)
			V <sub>rd2</sub> (kN)
			<b>V<sub>rd</sub> (kN)</b>
			1343.09
			1978.45
			<b>1343.09</b>

### TRATTO INFERIORE

- Momento massimo che tende le fibre esterne:  $M = 614 \text{ kNm}$
- Momento massimo che tende le fibre interne:  $M = 2369 \text{ kNm}$
- Sforzo normale: trascurato perché o di compressione (di modesta intensità) o praticamente nullo
- Taglio massimo:  $V = 1033 \text{ kN}$

Si considera la seguente armatura:

- $1 \phi 26/10'' + 1 \phi 24/20''$  lato interno
- $1 \phi 26/10''$  lato esterno
- armatura a taglio realizzata con 3 bracci orizzontali  $f12/m$  a passo verticale 200 mm.

Verifica a flessione (vedi figure seguenti):

- $M_{rd} = 2435 \text{ kNm} > 2369 \text{ kNm}$

Verifica a taglio (vedi figure seguenti):  $V_{rd} = 1343 \text{ kN} > 1033 \text{ kN}$

**Verifica C.A. S.L.U. - File: Ritto**

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: **Ritto**

N° figure elementari: **1** Zoom N° strati barre: **2** Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	100

N°	As [cm²]	d [cm]
1	53.09	10
2	75.71	90

**Tipo Sezione**  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

**Sollecitazioni**  
 S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub>  kN  
 M<sub>xEd</sub>  kNm  
 M<sub>yEd</sub>

**P.to applicazione N**  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN   
 yN

**Tipo rottura**  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Metodo di calcolo**  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

**Tipo flessione**  
 Retta  Deviata

**Materiali**  
 B450C  C25/30  
 $\epsilon_{su}$   ‰  $\epsilon_{c2}$   ‰  
 $f_{yd}$   N/mm²  $\epsilon_{cu}$   ‰  
 $E_s$   N/mm²  $f_{cd}$   ‰  
 $E_s/E_c$    $f_{cc}/f_{cd}$   ?  
 $\epsilon_{syd}$   ‰  $\sigma_{c,adm}$   ‰  
 $\sigma_{s,adm}$   N/mm²  $\tau_{co}$   ‰  
 $\tau_{c1}$   ‰

M<sub>xRd</sub>  kN m  
 $\sigma_c$   N/mm²  
 $\sigma_s$   N/mm²  
 $\epsilon_c$   ‰  
 $\epsilon_s$   ‰  
 d  cm  
 x  x/d   
 $\delta$

**Calcola MRd** **Dominio M-N**  
 L<sub>0</sub>  cm Col. modello  
 Precompresso

Verifica di sezione rettangolare c.c.a.n. staffata soggetta a taglio semplice							
<b>Dati</b>							
b	1000	mm	larghezza dell'anima resistente a taglio				
h	1000	mm	altezza				
d	900	mm	altezza utile				
fck	25	N/mm <sup>2</sup>	resistenza caratt. a compressione del calcestruzzo				
f <sub>yd</sub>	391.3	N/mm <sup>2</sup>	resistenza di progetto dell'acciaio				
f <sub>cd</sub>	14.17	N/mm <sup>2</sup>	resistenza di progetto del calcestruzzo				
f' <sub>cd</sub>	7.08	N/mm <sup>2</sup>	resistenza a compressione ridotta del cls d'anima				
Asl	5309	mm <sup>2</sup>	armatura longitudinale				
k	1.47		fattore di ingranamento				
σ <sub>min</sub>	0.31	N/mm <sup>2</sup>	tensione resistente minima				
ρ <sub>l</sub>	0.0059		rapporto geom. di armatura longit.				
N <sub>ed</sub>	0	N	sforzo di compressione di progetto nella sezione				
σ <sub>cp</sub>	0.00	N/mm <sup>2</sup>	tensione media di compressione nella sezione				
α <sub>c</sub>	1.00		coefficiente maggiorativo				
<b>Resist. a taglio della trave non armata e armatura minima</b>							
V <sub>rd</sub>	389.70	kN	resist. a taglio della trave in assenza di apposita armatura				
<b>Resist. a taglio della trave non armata e passo massimo</b>							
A <sub>st</sub> (mm <sup>2</sup> )	s (mm)	ctg <sub>calc</sub>	ctg <sub>θ</sub>	rottura	V <sub>rd3</sub> (kN)	V <sub>rd2</sub> (kN)	<b>V<sub>rd</sub> (kN)</b>
339	200	3.111	2.500	duttile lato acc	1343.09	1978.45	<b>1343.09</b>

### 8.2.2. Verifiche a fessurazione (SLE<sub>f</sub> – SLE<sub>q</sub>)

TRATTO SUPERIORE (fino a 4.60 m a partire da intradosso soletta superiore)

#### Combinazione SLE<sub>f</sub>

- Momento massimo che tende le fibre esterne: M = 1368 kNm
- Momento massimo che tende le fibre interne: M = 1114 kNm
- Sforzo normale (sempre di compressione): N = -205 kN (valore assoluto minimo)

Si considera la seguente armatura:

- (1 φ 26+1 φ 24)/10" lato esterno e lato interno

Calcolo tensioni acciaio (vedi figure seguenti):

- σ<sub>s</sub> = 165 N/mm<sup>2</sup>

La spaziatura massima tra le barre di armatura longitudinale ed il diametro massimo delle barre impiegate sono tali da rispettare i limiti tabellari con riferimento ai valori di tensione calcolati su indicati.

**Verifica C.A. S.L.U. - File: Ritto**

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: Ritto

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	100	1	98.33	10
			2	98.33	90

**Sollecitazioni**  
 S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 205 kN  
 M<sub>xEd</sub> 0 1368 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 0 0

**P.to applicazione N**  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

**Tipo Sezione**  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

**Metodo di calcolo**  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

**Materiali**

B450C		C25/30	
$\epsilon_{su}$	67.5 ‰	$\epsilon_{c2}$	2 ‰
$f_{yd}$	391.3 N/mm²	$\epsilon_{cu}$	3.5 ‰
$E_s$	200,000 N/mm²	$f_{cd}$	14.17
$E_s/E_c$	15	$f_{cc}/f_{cd}$	0.8
$\epsilon_{syd}$	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	9.75
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	$\tau_{co}$	0.6
		$\tau_{c1}$	1.829

$\sigma_c$  -6.685 N/mm²  
 $\sigma_s$  165.4 N/mm²

$\epsilon_s$  0.827 ‰  
 d 90 cm  
 x 33.97 x/d 0.3775  
 $\delta$  0.9118

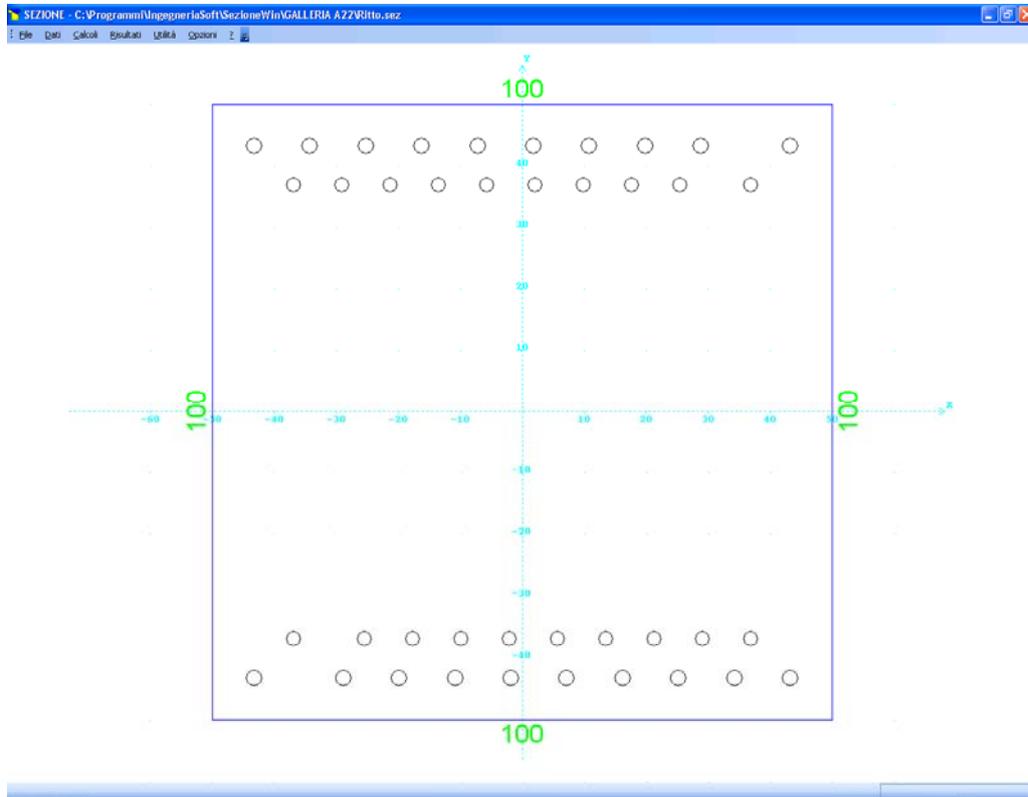
Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

### Combinazione SLEqp

Considerando i modesti valori di tensione calcolati per la combinazione frequente si ritengono superflue le verifiche a fessurazione per gli SLEqp.

Verifica Analitica:



COMBINAZIONI DI CARICO:

Azione normale (positiva se di compressione).

Azioni rispetto x e y baricent. paralleli agli assi x e y (unita' N, N\*m).

Combinazioni frequenti:

comb.	N	Mx	My
1	205000.00	1368000.00	0.00

VERIFICHE S.L.E.: FESSURAZIONE

Comb. freq. n.ro 1: Tens. min. cls= -5.260 MPa; sigmat=fctm/1.2=-2.133 MPa, fcfk=-2.149 MPa

c=5.50 cm; Aceff=2937.47 cmq; As=98.33 cmq; ro=As/Aceff=0.033475; s=9.05 cm

fi=2.50 cm; k2=0.4000; k3=0.1250; srm=16.5443 cm; zeta=0.82968

sigmat=-5.260 MPa; sigma\_s=-178.699 MPa; beta1=1.00; beta2=0.50; esm=0.000720

wk=1.7\*srm\*esm=0.2024 mm < w3=0.4 mm

VERIFICA POSITIVA

posto (per gli altri simboli vedere la normativa):

$zeta = 1 - \beta_1 \beta_2 (f_c / \sigma_{\text{max}})^2$

sigmat: tensione max di trazione nel conglomerato con sezione interamente reagente e resistente a trazione

c: valore del copriferro inserito dall'utente

## TRATTO INFERIORE

### **Combinazione SLEf**

- Momento massimo che tende le fibre interne  $M = 1138 \text{ kNm}$
- Sforzo normale (sempre di compressione):  $N = -355 \text{ kN}$  (valore assoluto minimo)

Si considera la seguente armatura:

- $1 \phi 26/10'' + 1 \phi 24/20''$  lato interno
- $1 \phi 26/10''$  lato esterno

Calcolo tensioni acciaio (vedi figure seguenti):

- $\sigma_s = 168 \text{ N/mm}^2$

La spaziatura massima tra le barre di armatura longitudinale ed il diametro massimo delle barre impiegate sono tali da rispettare i limiti tabellari con riferimento ai valori di tensione calcolati su indicati.

**Verifica C.A. S.L.U. - File: Ritto**

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : Ritto

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	100	1	53.09	10
			2	75.71	90

Sollecitazioni  
 S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 355 kN  
 M<sub>xEd</sub> 0 1138 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 0 0

P.to applicazione N  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo Sezione  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

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

Materiali

B450C		C25/30	
$\varepsilon_{su}$	67.5 ‰	$\varepsilon_{c2}$	2 ‰
$f_{yd}$	391.3 N/mm²	$\varepsilon_{cu}$	3.5 ‰
$E_s$	200,000 N/mm²	$f_{cd}$	14.17
$E_s/E_c$	15	$f_{cc}/f_{cd}$	0.8
$\varepsilon_{syd}$	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	9.75
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	$\tau_{co}$	0.6
		$\tau_{c1}$	1.829

$\sigma_c$  -7.042 N/mm²  
 $\sigma_s$  167.7 N/mm²  
 $\varepsilon_s$  0.8383 ‰  
 d 90 cm  
 x 34.79 x/d 0.3865  
 $\delta$  0.9231

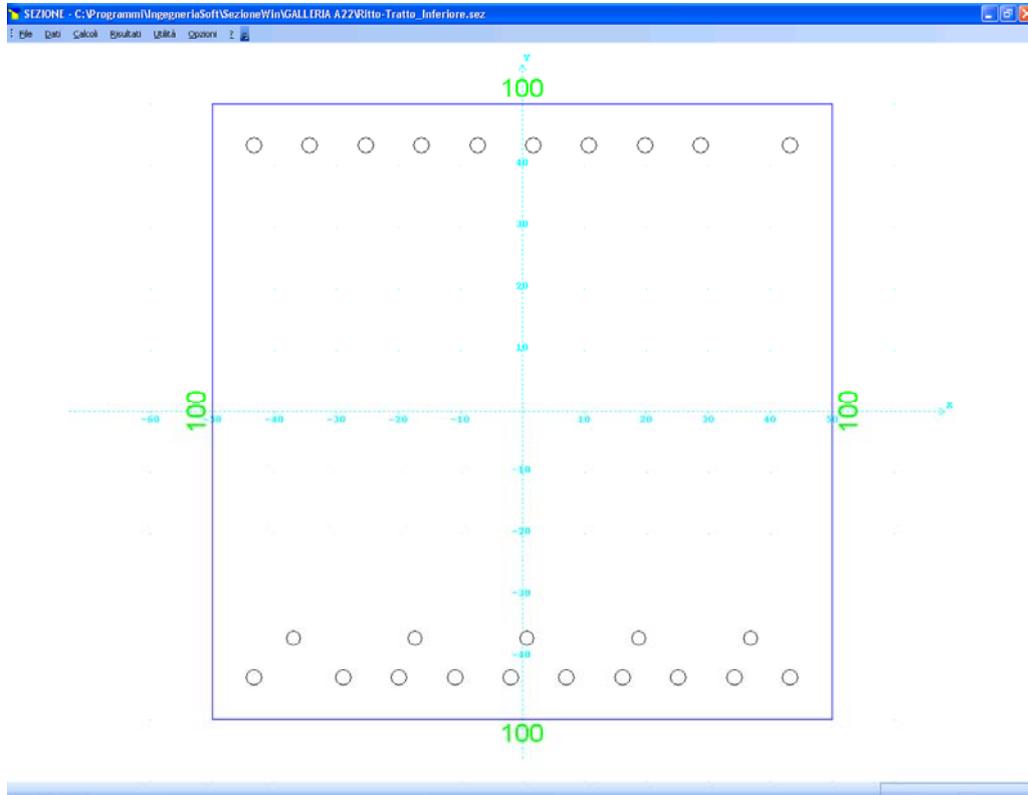
Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

### Combinazione SLEqp

Considerando i modesti valori di tensione calcolati per la combinazione frequente si ritengono superflue le verifiche a fessurazione per gli SLEqp.

Verifica Analitica:



COMBINAZIONI DI CARICO:

Azione normale (positiva se di compressione).

Azioni rispetto x e y baricent. paralleli agli assi x e y (unita' N, N\*m).

Combinazioni frequenti:

comb.	N	Mx	My
1	355000.00	1138000.00	0.00

VERIFICHE S.L.E.: FESSURAZIONE

Comb. freq. n.ro 1: Tens. min. cls= -4.624 MPa; sigmat=fctm/1.2=-2.133 MPa, fcfk=-2.149 MPa  
c=5.50 cm; Aceff=2884.28 cmq; As=75.71 cmq; ro=As/Aceff=0.026250; s=9.05 cm  
fi=2.53 cm; k2=0.4000; k3=0.1250; srm=17.6356 cm; zeta=0.77962  
sigmat=-4.624 MPa; sigma\_s=-172.586 MPa; betal=1.00; beta2=0.50; esm=0.000653  
wk=1.7\*srm\*esm=0.1958 mm < w3=0.4 mm VERIFICA POSITIVA

posto (per gli altri simboli vedere la normativa):

$$zeta = 1 - \beta_{a1} \cdot \beta_{a2} \cdot (f_c / \sigma_{at})^2$$

sigmat: tensione max di trazione nel conglomerato con sezione interamente reagente e resistente a trazione

c: valore del copriferro inserito dall'utente

### 8.3. SOLETTA SUPERIORE

---

#### 8.3.1. Verifiche di resistenza SLU/SLV

- Momento massimo che tende le fibre superiori all'estremità:  $M = 3081 \text{ kNm}$ .
- Momento massimo che tende le fibre inferiori all'estremità:  $M = 1499 \text{ kNm}$ .
- Momento massimo che tende le fibre inferiori in campata:  $M = 1174$ .
- Sforzo normale: trascurato a favore di sicurezza
- Taglio massimo:  $V = 854 \text{ kN}$ .

Si considera la seguente armatura:

- $(1 \phi 24 + 1 \phi 24)/10''$  superiormente all'estremità.
- $1 \phi 24/10''$  inferiormente.
- armatura a taglio realizzata con 3 bracci orizzontali  $f12/m$  a passo verticale 200 mm.

Verifica a flessione (vedi figure seguenti):

- Fibre superiori, estremità:  $M_{rd} = 3249 \text{ kNm} > 3081 \text{ kNm}$ .
- Fibre inferiori, estremità:  $M_{rd} = 1669 \text{ kNm} > 1499 \text{ kNm}$ .
- Fibre inferiori campata:  $M_{rd} = 1670 \text{ kNm} > 1174 \text{ kNm}$ .

Verifica a taglio (vedi figure seguenti):

- $V_{rd} = 1492 \text{ kN} > 854 \text{ kN}$ .

**Verifica C.A. S.L.U. - File: Soletta**

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: **Soletta**

N° figure elementari  Zoom N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	110

N°	As [cm²]	d [cm]
1	90.48	10
2	45.24	100

**Tipologia Sezione**  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

**Sollecitazioni**  
 S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub>  kN  
 M<sub>xEd</sub>  kNm  
 M<sub>yEd</sub>

**P.to applicazione N**  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN  yN

**Tipologia rottura**  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Metodo di calcolo**  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

**Tipologia flessione**  
 Retta  Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N  
 L<sub>0</sub>  cm Col. modello

Precompresso

**Materiali**

B450C		C28/35	
ε <sub>su</sub>	67.5 %	ε <sub>c2</sub>	2 %
f <sub>yd</sub>	391.3 N/mm²	ε <sub>cu</sub>	3.5 %
E <sub>s</sub>	200,000 N/mm²	f <sub>cd</sub>	15.87
E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub>	15	f <sub>cc</sub> /f <sub>cd</sub>	0.8
ε <sub>syd</sub>	1.957 %	σ <sub>c,adm</sub>	11
σ <sub>s,adm</sub>	255 N/mm²	τ <sub>co</sub>	0.6667
		τ <sub>c1</sub>	1.971

M<sub>xRd</sub>  kNm  
 σ<sub>c</sub>  N/mm²  
 σ<sub>s</sub>  N/mm²  
 ε<sub>c</sub>  %  
 ε<sub>s</sub>  %  
 d  cm  
 x  x/d   
 δ

**Verifica C.A. S.L.U. - File: Soletta**

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: **Soletta**

N° figure elementari  Zoom N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	110

N°	As [cm²]	d [cm]
1	90.48	10
2	45.24	100

**Tipologia Sezione**  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

**Sollecitazioni**  
 S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub>  kN  
 M<sub>xEd</sub>  kNm  
 M<sub>yEd</sub>

**P.to applicazione N**  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN  yN

**Tipologia rottura**  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Metodo di calcolo**  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

**Tipologia flessione**  
 Retta  Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N  
 L<sub>0</sub>  cm Col. modello

Precompresso

**Materiali**

B450C		C28/35	
ε <sub>su</sub>	67.5 %	ε <sub>c2</sub>	2 %
f <sub>yd</sub>	391.3 N/mm²	ε <sub>cu</sub>	3.5 %
E <sub>s</sub>	200,000 N/mm²	f <sub>cd</sub>	15.87
E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub>	15	f <sub>cc</sub> /f <sub>cd</sub>	0.8
ε <sub>syd</sub>	1.957 %	σ <sub>c,adm</sub>	11
σ <sub>s,adm</sub>	255 N/mm²	τ <sub>co</sub>	0.6667
		τ <sub>c1</sub>	1.971

M<sub>xRd</sub>  kNm  
 σ<sub>c</sub>  N/mm²  
 σ<sub>s</sub>  N/mm²  
 ε<sub>c</sub>  %  
 ε<sub>s</sub>  %  
 d  cm  
 x  x/d   
 δ

**Verifica C.A. S.L.U. - File: Soletta**

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: **Soletta**

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	110	1	45.24	10
			2	45.24	100

**Tipologia Sezione**  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

**Sollecitazioni**  
 S.L.U. Metodo n  
 N<sub>Ed</sub> 0 kN  
 M<sub>xEd</sub> 0 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 0

**P.to applicazione N**  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

**Tipologia rottura**  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Metodo di calcolo**  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

**Tipologia flessione**  
 Retta  Deviata

**Materiali**  
 B450C C28/35  
 $\epsilon_{su}$  67.5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  391.3 N/mm²  $\epsilon_{cu}$  3.5 ‰  
 $E_s$  200,000 N/mm²  $f_{cd}$  15.87  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8  
 $\sigma_{s,adm}$  1.957 ‰  $\sigma_{c,adm}$  11  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²  $\tau_{co}$  0.6667  
 $\tau_{cl}$  1.971

M<sub>xRd</sub> 1,670 kNm  
 $\sigma_c$  -15.87 N/mm²  
 $\sigma_s$  391.3 N/mm²  
 $\epsilon_c$  3.5 ‰  
 $\epsilon_s$  27.83 ‰  
 d 100 cm  
 x 11.17 x/d 0.1117  
 $\delta$  0.7

N° rett. 100  
 Calcola MRd Dominio M-N  
 L<sub>o</sub> 0 cm Col. modello  
 Precompresso

Verifica di sezione rettangolare c.c.a.n. staffata soggetta a taglio semplice							
<b>Dati</b>							
b	1000	mm	larghezza dell'anima resistente a taglio				
h	1100	mm	altezza				
d	1000	mm	altezza utile				
f <sub>ck</sub>	28	N/mm²	resistenza caratt. a compressione del calcestruzzo				
f <sub>yd</sub>	391.3	N/mm²	resistenza di progetto dell'acciaio				
f <sub>cd</sub>	15.87	N/mm²	resistenza di progetto del calcestruzzo				
f' <sub>cd</sub>	7.93	N/mm²	resistenza a compressione ridotta del cls d'anima				
Asl	9048	mm²	armatura longitudinale				
k	1.45		fattore di ingranamento				
σ <sub>min</sub>	0.32	N/mm²	tensione resistente minima				
ρ <sub>l</sub>	0.0090		rapporto geom. di armatura longit.				
N <sub>ed</sub>	0	N	sforzo di compressione di progetto nella sezione				
σ <sub>cp</sub>	0.00	N/mm²	tensione media di compressione nella sezione				
α <sub>c</sub>	1.00		coefficiente maggiorativo				
<b>Resist. a taglio della trave non armata e armatura minima</b>							
V <sub>rd</sub>	510.06	kN	resist. a taglio della trave in assenza di apposita armatura				
<b>Resist. a taglio della trave non armata e passo massimo</b>							
As <sub>t</sub> (mm²)	s (mm)	ctg <sub>calc</sub>	ctg <sub>θ</sub>	rottura	V <sub>rd3</sub> (kN)	V <sub>rd2</sub> (kN)	<b>V<sub>rd</sub> (kN)</b>
339	200	3.311	2.500	duttile lato acc	1492.32	2462.07	<b>1492.32</b>

### 8.3.2. Verifiche a fessurazione (SLEf – SLEqp)

#### Combinazione SLEf

- Momento massimo che tende le fibre superiori all'estremità:  $M = 1379 \text{ kNm}$ .
- Momento massimo che tende le fibre inferiori in campata:  $M = 603 \text{ kNm}$ .
- Sforzo normale: trascurato a favore di sicurezza.

Si considera la seguente armatura:

- $(1 \phi 24 + 1 \phi 24) / 10''$  superiormente.
- $1 \phi 24 / 10''$  inferiormente.

Calcolo tensioni acciaio (vedi figure seguenti):

- Superiormente:  $\sigma_s = 173 \text{ N/mm}^2$ .
- Inferiormente:  $\sigma_s = 147 \text{ N/mm}^2$ .

La spaziatura massima tra le barre di armatura longitudinale ed il diametro massimo delle barre impiegate sono tali da rispettare i limiti tabellari con riferimento ai valori di tensione calcolati su indicati.

**Verifica C.A. S.L.U. - File: Soletta**

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: **Soletta**

N° figure elementari **1** Zoom N° strati barre **2** Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	110	1	90.48	10
			2	45.24	100

Tipologia Sezione:  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

Diagramma della sezione:

Metodo di calcolo:  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

Verifica

N° iterazioni: **4**

Precompresso

---

**Materiali**

Proprietà	B450C	C28/35
$\epsilon_{su}$	67.5 ‰	2 ‰
$f_{yd}$	391.3 N/mm²	3.5
$E_s$	200,000 N/mm²	15.87
$E_s/E_c$	15	0.8
$\epsilon_{syd}$	1.957 ‰	11
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	0.6667
$\tau_{c1}$		1.971

Calcoli di verifica:

$\sigma_c$  **-6.7** N/mm²  
 $\sigma_s$  **172.8** N/mm²  
 $\epsilon_s$  **0.8638** ‰  
 d **100** cm  
 x **36.78** x/d **0.3678**  
 $\delta$  **0.8997**

Carichi applicati (Metodo n):  
 N<sub>Ed</sub> **0** kN  
 M<sub>xEd</sub> **0** kNm  
 M<sub>yEd</sub> **0** kNm

P.to applicazione N:  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN **0** yN **0**

**Verifica C.A. S.L.U. - File: Soletta**

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: **Soletta**

N° figure elementari **1** Zoom N° strati barre **2** Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	110	1	45.24	10
			2	45.24	100

Tipologia Sezione:  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

Diagramma della sezione:

Metodo di calcolo:  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

Verifica

N° iterazioni: **4**

Precompresso

---

**Materiali**

Proprietà	B450C	C28/35
$\epsilon_{su}$	67.5 ‰	2 ‰
$f_{yd}$	391.3 N/mm²	3.5
$E_s$	200,000 N/mm²	15.87
$E_s/E_c$	15	0.8
$\epsilon_{syd}$	1.957 ‰	11
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	0.6667
$\tau_{c1}$		1.971

Calcoli di verifica:

$\sigma_c$  **-3.695** N/mm²  
 $\sigma_s$  **147** N/mm²  
 $\epsilon_s$  **0.7351** ‰  
 d **100** cm  
 x **27.38** x/d **0.2738**  
 $\delta$  **0.7823**

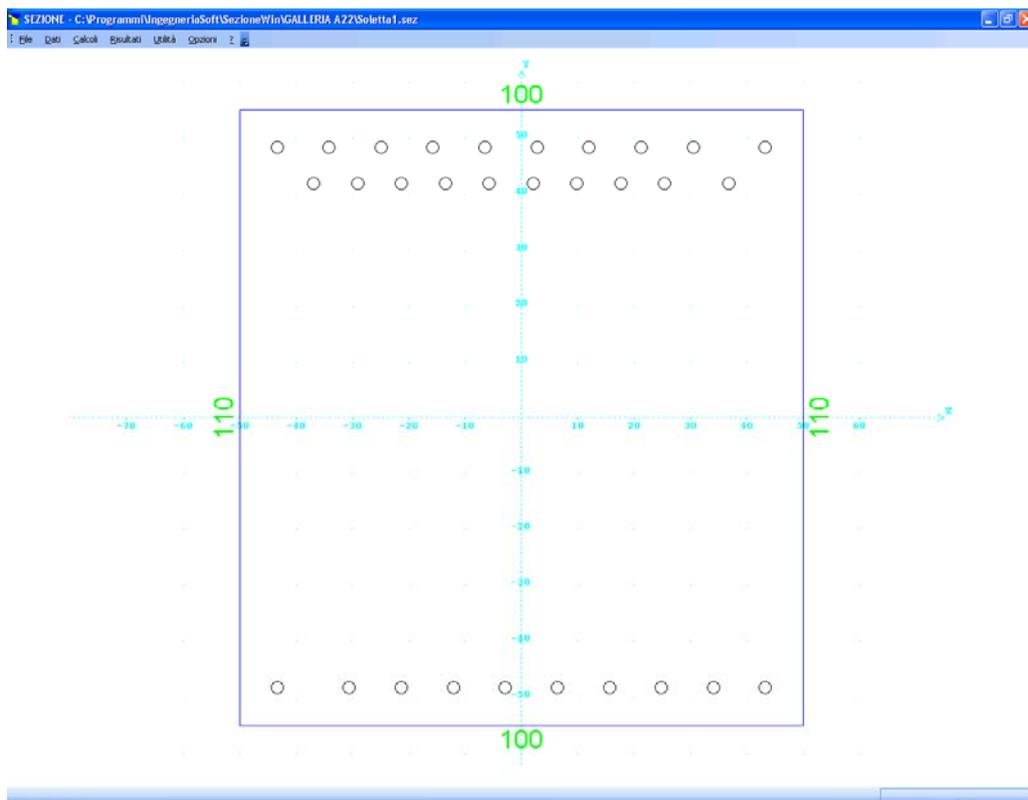
Carichi applicati (Metodo n):  
 N<sub>Ed</sub> **0** kN  
 M<sub>xEd</sub> **603** kNm  
 M<sub>yEd</sub> **0** kNm

P.to applicazione N:  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN **0** yN **0**

## Combinazione SLEqp

Considerando i modesti valori di tensione calcolati per la combinazione frequente si ritengono superflue le verifiche a fessurazione per gli SLEqp.

## Verifica Analitica:



### COMBINAZIONI DI CARICO:

Azione normale (positiva se di compressione).

Azioni rispetto x e y baricent. paralleli agli assi x e y (unita' N, N\*m).

Combinazioni frequenti:

comb.	N	Mx	My
1	0.00	-1379000.00	0.00

### VERIFICHE S.L.E.: FESSURAZIONE

Comb. freq. n.ro 1: Tens. min. cls= -4.886 MPa; sigmat=fctm/1.2=-2.358 MPa, fcfk=-2.380 MPa  
c=5.50 cm; Aceff=2937.02 cmq; As=90.48 cmq; ro=As/Aceff=0.030806; s=9.19 cm  
fi=2.40 cm; k2=0.4000; k3=0.1250; srm=16.7338 cm; zeta=0.75788  
sigmat=-4.886 MPa; sigma\_s=-183.513 MPa; betal=1.00; beta2=0.50; esm=0.000675  
wk=1.7\*srm\*esm=0.1921 mm < w3=0.4 mm VERIFICA POSITIVA

posto (per gli altri simboli vedere la normativa):

$$zeta = 1 - \beta_{a1} \cdot \beta_{a2} \cdot (f_c / \sigma_{\text{max}})^2$$

sigmat: tensione max di trazione nel conglomerato con sezione interamente reagente e resistente a trazione

c: valore del copriferro inserito dall'utente

COMBINAZIONI DI CARICO:

Azione normale (positiva se di compressione).

Azioni rispetto x e y baricent. paralleli agli assi x e y (unita' N, N\*m).

Combinazioni frequenti:

comb.	N	Mx	My
1	0.00	603000.00	0.00

VERIFICHE S.L.E.: FESSURAZIONE

Comb. freq. n.ro 1: Tens. min. cls= -2.310 MPa; sigmat=fctm/1.2=-2.358 MPa, fcfk=-2.380 MPa

wk=1.7\*srm\*esm=0.0000 mm < w3=0.4 mm

VERIFICA POSITIVA

## 8.4. CIABATTA DI FONDAZIONE

### 8.4.1. Verifiche di resistenza SLU/SLV

- Momento massimo che tende le fibre inferiori in campata:  $M = 1943 \text{ kNm}$ .
- Sforzo normale: trascurato a favore di sicurezza.
- Taglio massimo:  $V = 669 \text{ kN}$ .

Si considera la seguente armatura:

- 1  $\phi$  24/20" superiormente.
- 1  $\phi$  24/10" + 1  $\phi$  20/20" inferiormente.
- armatura a taglio realizzata con 3 bracci orizzontali  $\phi$  12/m a passo verticale 200 mm.

Verifica a flessione (vedi figure seguenti):

- $M_{rd} = 2447 \text{ kNm} > 1943 \text{ kNm}$ .

Verifica a taglio (vedi figure seguenti):

- $V_{rd} = 1641 \text{ kN} > 669 \text{ kN}$ .

La connessione a taglio ciabatta-diaframmi sarà realizzata con barre in acciaio a.m. La connessione è calcolata per resistere alla combinazione di taglio e sforzo normale trasmessi tra la ciabatta di fondazione ed i diaframmi.

Le sollecitazioni di cui trattasi sono ovviamente da ricavarsi dal modello di fase 2 in quanto in fase 1 la ciabatta non è presente:

Combinazione statica:  $V = 669 \text{ kN} - N = 368 \text{ KN}$  (compressione)

Combinazione sismica:  $V = 247 \text{ kN} - N = 1233 \text{ kN}$  (compressione)

Trattandosi in ogni caso (statico e dinamico) di sforzo normale di compressione, allora questi è assorbito dalla sezione di contatto diaframma-ciabatta che può essere pensata come una sezione in ca che, per i valori di sforzo normale in gioco, va soggetta a modestissime tensioni di compressione. Per tale motivo, lo sforzo normale può essere trascurato per la verifica della connessione che sarà, pertanto, calcolata a tranciamento nei confronti del solo sforzo di taglio.

- Area resistente a taglio per sezione circolare:  $2 \cdot A / \pi$
- Resistenza di progetto a taglio dell'acciaio:  $r_d = (f_{yk} / \sqrt{3}) / \gamma_m = (450 / \sqrt{3}) / 1.15 \text{ N/mm}^2 = 226 \text{ N/mm}^2$
- Area d'armatura complessiva necessaria:  $A_{tot} = \pi / 2 \cdot V / r_d = 4650 \text{ mm}^2$

Si adotta un'armatura composta da  $2f26/20'' = 5310 \text{ mm}^2 > 4650 \text{ mm}^2$

**Verifica C.A. S.L.U. - File: Ciabatta**

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: **Soletta**

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	120	1	22.62	10
			2	60.95	110

Tipologia sezione:  Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

Tipologia rottura:  Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Metodo di calcolo:  S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

Tipologia flessione:  Retta  Deviata

Calcola MRd Dominio M-N  
 L<sub>0</sub>: 0 cm Col. modello

Precompresso

**Materiali**

B450C		C25/30	
$\epsilon_{su}$	67.5 ‰	$\epsilon_{c2}$	2 ‰
$f_{yd}$	391.3 N/mm²	$\epsilon_{cu}$	3.5 ‰
$E_s$	200,000 N/mm²	$f_{cd}$	14.17
$E_s/E_c$	15	$f_{cc}/f_{cd}$	0.8
$\epsilon_{syd}$	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	9.75
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	$\tau_{co}$	0.6
		$\tau_{c1}$	1.829

M<sub>xRd</sub>: 2,447 kNm

$\sigma_c$ : -14.17 N/mm²  
 $\sigma_s$ : 391.3 N/mm²  
 $\epsilon_c$ : 3.5 ‰  
 $\epsilon_s$ : 20.96 ‰  
 d: 110 cm  
 x: 15.74 x/d: 0.1431  
 $\delta$ : 0.7

Verifica di sezione rettangolare c.c.a.n. staffata soggetta a taglio semplice							
<b>Dati</b>							
b	1000	mm	larghezza dell'anima resistente a taglio				
h	1200	mm	altezza				
d	1100	mm	altezza utile				
fck	25	N/mm <sup>2</sup>	resistenza caratt. a compressione del calcestruzzo				
f <sub>yd</sub>	391.3	N/mm <sup>2</sup>	resistenza di progetto dell'acciaio				
f <sub>cd</sub>	14.17	N/mm <sup>2</sup>	resistenza di progetto del calcestruzzo				
f' <sub>cd</sub>	7.08	N/mm <sup>2</sup>	resistenza a compressione ridotta del cls d'anima				
Asl	2262	mm <sup>2</sup>	armatura longitudinale				
k	1.43		fattore di ingranamento				
σ <sub>min</sub>	0.30	N/mm <sup>2</sup>	tensione resistente minima				
ρ <sub>l</sub>	0.0021		rapporto geom. di armatura longit.				
N <sub>ed</sub>	0	N	sforzo di compressione di progetto nella sezione				
σ <sub>cp</sub>	0.00	N/mm <sup>2</sup>	tensione media di compressione nella sezione				
α <sub>c</sub>	1.00		coefficiente maggiorativo				
<b>Resist. a taglio della trave non armata e armatura minima</b>							
V <sub>rd</sub>	327.94	kN	resist. a taglio della trave in assenza di apposita armatura				
<b>Resist. a taglio della trave non armata e passo massimo</b>							
A <sub>st</sub> (mm <sup>2</sup> )	s (mm)	ctg <sub>calc</sub>	ctg <sub>θ</sub>	rottura	V <sub>rd3</sub> (kN)	V <sub>rd2</sub> (kN)	<b>V<sub>rd</sub> (kN)</b>
339	200	3.111	2.500	duttile lato acc	1641.55	2418.10	<b>1641.55</b>

#### 8.4.2. Verifiche a fessurazione (SLEF – SLEqp)

##### Combinazione SLEf

- Momento massimo: M = 1237 kNm.
- Sforzo normale: trascurato a favore di sicurezza.

Si considera la seguente armatura:

- 1 φ 24/20" superiormente.
- 1 φ 24/10" + 1 φ 20/20" inferiormente.

Calcolo tensioni acciaio (vedi figure seguenti):

- σ<sub>s</sub> = 205 N/mm<sup>2</sup>.

La spaziatura massima tra le barre di armatura longitudinale ed il diametro massimo delle barre impiegate sono tali da rispettare i limiti tabellari con riferimento ai valori di tensione calcolati su indicati.

**Verifica C.A. S.L.U. - File: Ciabatta**

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: **Soletta**

N° strati barre:  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	120	1	22.62	10
			2	60.95	110

Tipo Sezione:  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

Sollecitazioni: S.L.U.  Metodo n

P.to applicazione N:  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN  yN

Metodo di calcolo:  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

Materiali: **B450C** **C25/30**

$\varepsilon_{su}$	67.5 ‰	$\varepsilon_{c2}$	2 ‰	$\sigma_c$	-6.338 N/mm <sup>2</sup>
$f_{yd}$	391.3 N/mm <sup>2</sup>	$\varepsilon_{cu}$	3.5 ‰	$\sigma_s$	205.8 N/mm <sup>2</sup>
$E_s$	200 000 N/mm <sup>2</sup>	$f_{cd}$	14.17	$\varepsilon_s$	1.029 ‰
$E_s/E_c$	15	$f_{cc}/f_{cd}$	0.8	d	110 cm
$\varepsilon_{syd}$	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	9.75	x	34.75 x/d 0.316
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{co}$	0.6	$\delta$	0.8349
		$\tau_{c1}$	1.029		

Verifica  N° iterazioni

Precompresso

### Combinazione SLEqp

- Momento massimo:  $M = 631 \text{ kNm}$
- Sforzo normale: trascurato a favore di sicurezza

Si considera la seguente armatura:

- 1  $\phi$  24/20" superiormente
- 1  $\phi$  24/10" + 1  $\phi$  20/20" inferiormente

Calcolo tensioni acciaio (vedi figure seguenti):

- $\sigma_s = 105 \text{ N/mm}^2$

La spaziatura massima tra le barre di armatura longitudinale ed il diametro massimo delle barre impiegate sono tali da rispettare i limiti tabellari con riferimento ai valori di tensione calcolati su indicati.

**Verifica C.A. S.L.U. - File: Ciabatta**

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: **Soletta**

N° strati barre: **2** Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	120

N°	As [cm²]	d [cm]
1	22.62	10
2	60.95	110

**Tipo Sezione**  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

**Solecitazioni**  
 S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> **0** kN  
 M<sub>xEd</sub> **0** kNm  
 M<sub>yEd</sub> **0** kNm

P.to applicazione N  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN **0** yN **0**

**Materiali**  
**B450C** **C25/30**  
 $\epsilon_{su}$  **67.5** ‰  $\epsilon_{c2}$  **2** ‰  
 $f_{yd}$  **391.3** N/mm²  $\epsilon_{cu}$  **3.5** ‰  
 $E_s$  **200 000** N/mm²  $f_{cd}$  **14.17** N/mm²  
 $E_s/E_c$  **15**  $f_{cc}/f_{cd}$  **0.8** ?  
 $\epsilon_{syd}$  **1.957** ‰  $\sigma_{c,adm}$  **9.75** N/mm²  
 $\sigma_{s,adm}$  **255** N/mm²  $\tau_{co}$  **0.6** N/mm²  
 $\tau_{cl}$  **1.829** N/mm²

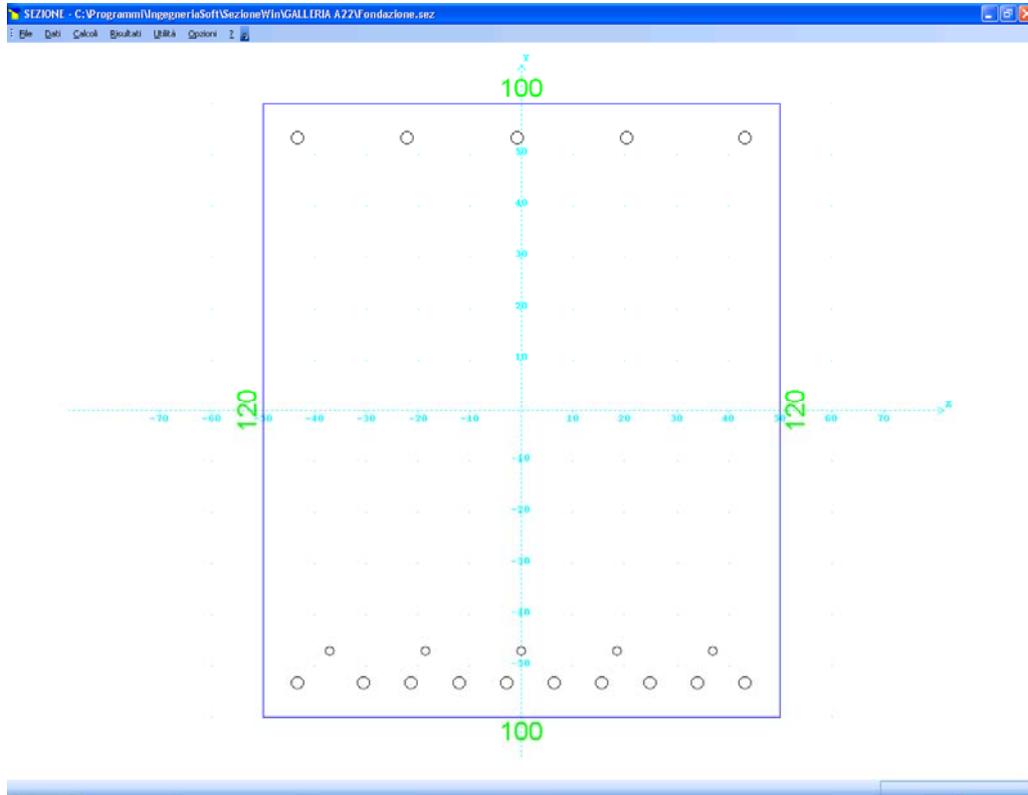
$\sigma_c$  **-3.233** N/mm²  
 $\sigma_s$  **105** N/mm²  
 $\epsilon_s$  **0.5249** ‰  
 d **110** cm  
 x **34.75** x/d **0.316**  
 $\delta$  **0.8349**

**Metodo di calcolo**  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

Verifica N° iterazioni: **4**

Precompresso

## Verifica Analitica:



### COMBINAZIONI DI CARICO:

Azione normale (positiva se di compressione).

Azioni rispetto x e y baricent. paralleli agli assi x e y (unita' N, N\*m).

#### Combinazioni frequenti:

comb.	N	Mx	My
1	0.00	1237000.00	0.00

#### Combinazioni quasi permanenti:

comb.	N	Mx	My
1	0.00	631000.00	0.00

### VERIFICHE S.L.E.: FESSURAZIONE

Comb. freq. n.ro 1: Tens. min. cls= -4.126 MPa;  $\sigma_{\text{mat}} = f_{\text{ctm}}/1.2 = -2.133$  MPa,  $f_{\text{ctk}} = -2.149$  MPa  
 $c = 5.50$  cm;  $A_{\text{ceff}} = 2566.90$  cm<sup>2</sup>;  $A_s = 60.95$  cm<sup>2</sup>;  $\rho = A_s/A_{\text{ceff}} = 0.023743$ ;  $s = 8.91$  cm  
 $f_i = 2.27$  cm;  $k_2 = 0.4000$ ;  $k_3 = 0.1250$ ;  $s_{\text{rm}} = 17.5552$  cm;  $\zeta = 0.72315$   
 $\sigma_{\text{mat}} = -4.126$  MPa;  $\sigma_s = -207.994$  MPa;  $\beta_1 = 1.00$ ;  $\beta_2 = 0.50$ ;  $e_{\text{sm}} = 0.000730$   
 $w_k = 1.7 \cdot s_{\text{rm}} \cdot e_{\text{sm}} = 0.2179$  mm <  $w_3 = 0.4$  mm VERIFICA POSITIVA

Comb. q. per. n.ro 1: Tens. min. cls= -2.105 MPa;  $\sigma_{\text{mat}} = f_{\text{ctm}}/1.2 = -2.133$  MPa,  $f_{\text{ctk}} = -2.149$  MPa  
 $w_k = 1.7 \cdot s_{\text{rm}} \cdot e_{\text{sm}} = 0.0000$  mm <  $w_2 = 0.3$  mm VERIFICA POSITIVA

posto (per gli altri simboli vedere la normativa):

$\zeta = 1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot (f_c / \sigma_{\text{mat}})^2$

$\sigma_{\text{mat}}$ : tensione max di trazione nel conglomerato con sezione interamente reagente e resistente a trazione

c: valore del copriferro inserito dall'utente

## 9. VERIFICHE GEOTECNICHE E VERIFICHE FONDALI

### 9.1. VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE DEI DIAFRAMMI

La capacità portante del diaframma è confrontata con il valore del massimo sforzo normale di compressione (Nd) calcolato nella sezione di diaframma a partire dalla quale ha inizio il tratto di diaframma completamente immerso nel terreno (quota di -3.80 m da pc naturale).

Detto valore di sollecitazione deriva dalla modellazione strutturale (vedi figura seguente). La condizione maggiormente sfavorevole per la verifica in esame è quella statica (SLU):

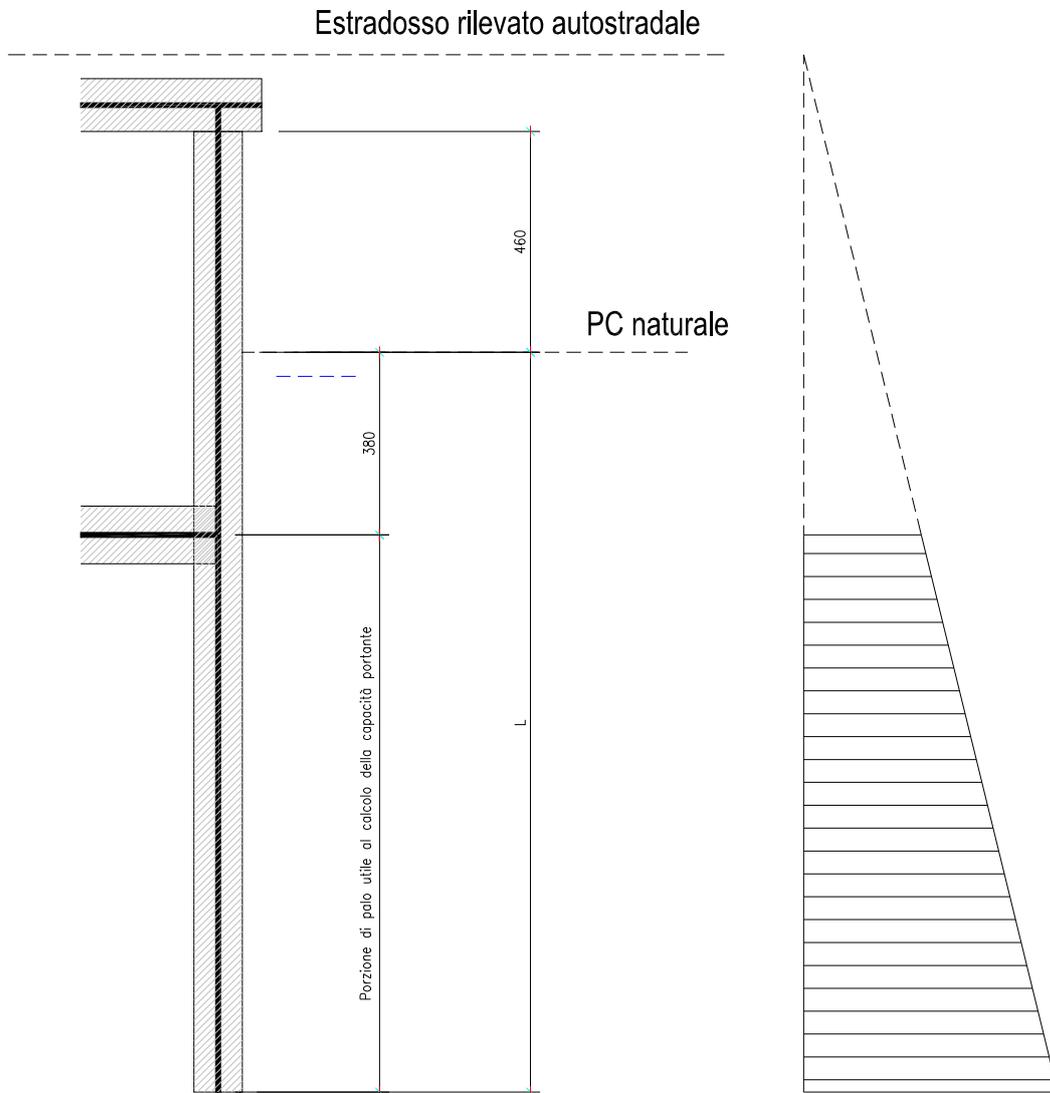
$$N_d = (1227.19 + 736.34) \text{ kN} = 1963.53 \text{ kN (inteso per metro di diaframma)}$$

Il diagramma che segue illustra l'andamento della capacità portante del singolo diaframma (per metro di diaframma) al crescere della profondità (capacità portante già depurata dal peso del diaframma). La quota zero di riferimento è intesa a partire dal piano campagna naturale. Il calcolo della capacità portante trascura cautelativamente il contributo di resistenza laterale offerto dalla porzione di diaframma soprastante la ciabatta di fondazione. Le pressioni orizzontali di contatto diaframma-terreno sono valutate dalle corrispondenti pressioni litostatiche verticali, queste ultime calcolate assumendo quale quota zero l'estradosso del rilevato autostradale.

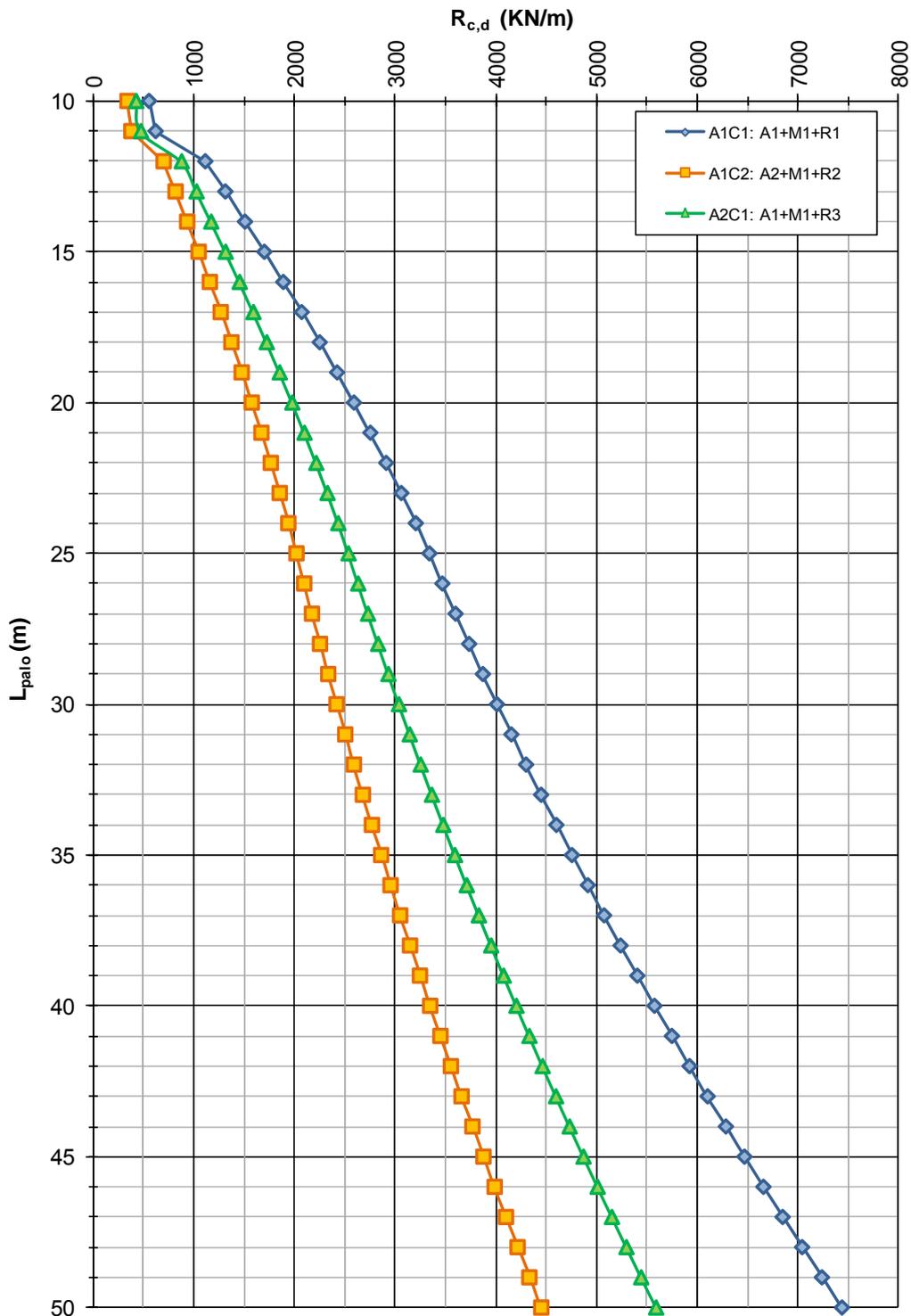
Lo schema grafico che segue illustra le ipotesi di calcolo sopra descritte.

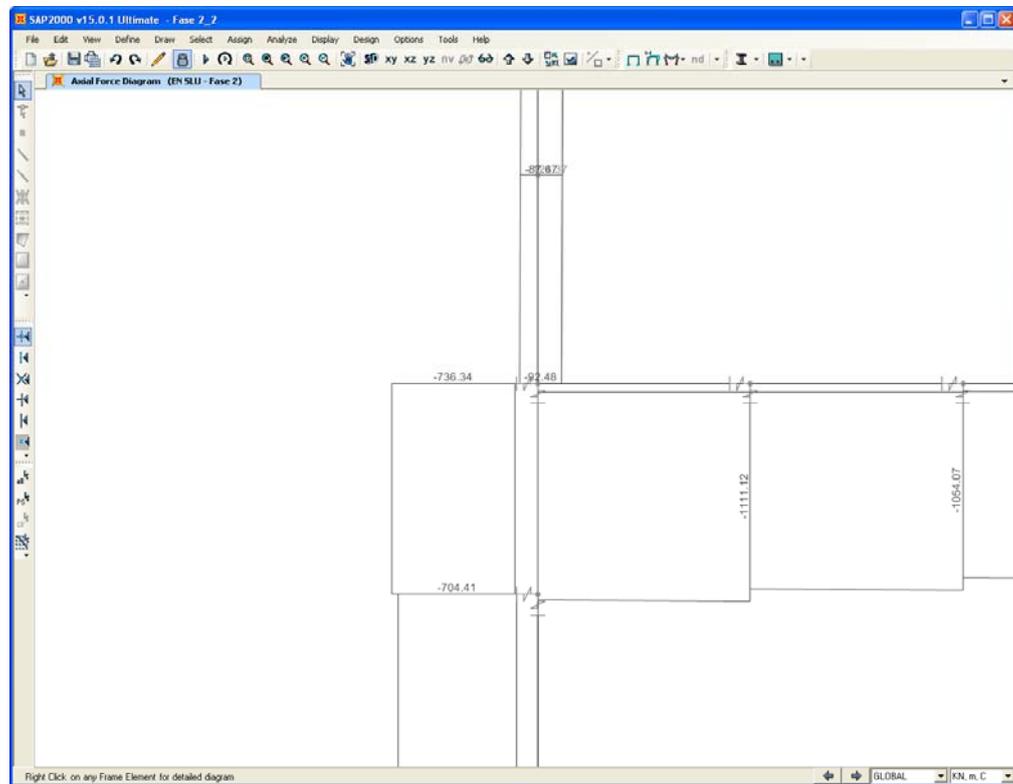
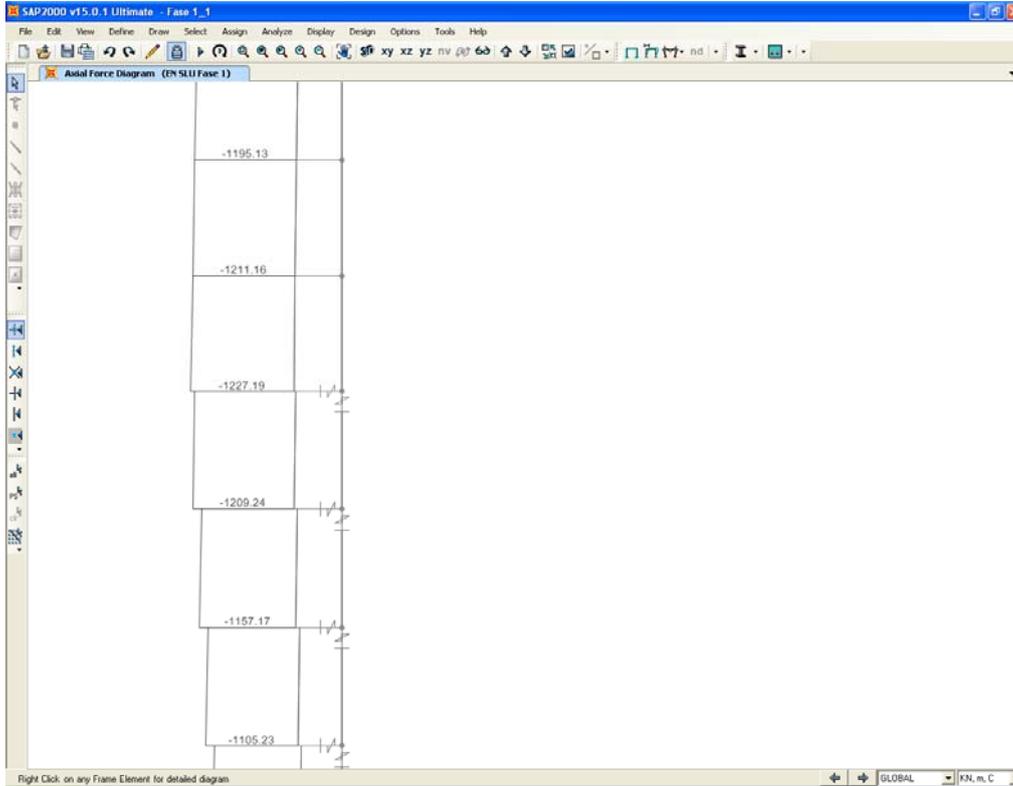
Come si evince dal grafico, la capacità portante di progetto di 1963.53 kN si ottiene con una lunghezza L di circa 20.00m. Considerando che a detta lunghezza occorre sommare la porzione di diaframma soprastante il pc naturale (pari a 4.60 m), ne consegue che si necessita di diaframmi di lunghezza pari a 25.00 m.

Si fa presente che le modellazioni analitiche sin qui eseguite sono state condotte con riferimento a diaframmi lunghi 20.00m. Tuttavia, un aumento della lunghezza dei diaframmi non altera lo stato di sollecitazione della struttura e pertanto le calcolazioni precedentemente descritte permangono valide (stessa cosa dicasi per le successive verifiche al galleggiamento).



**IGA01 - Galleria sotto A22 - ZO2**  
**NTC del 14/01/2008**  
**Capacità portante a compressione - Diaframmi s=1000mm**





## 9.2. VERIFICA AL GALLEGGIAMENTO

Le verifiche sono condotte con riferimento alle indicazioni di cui al 6.3.2.2 delle NTC. La tabella che segue illustra i coefficienti parziali sulle azioni impiegati nel calcolo.

**Tabella 6.2.III** – Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sollevamento.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	SOLLEVAMENTO (UPL)
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9
	Sfavorevole		1,1
Permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,0
	Sfavorevole		1,5
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,0
	Sfavorevole		1,5

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Le verifiche sono condotte con riferimento a due situazioni:

- 1) Fase definitiva (a regime): la falda è collocata a -0.50 m da pc naturale. Ai fini del calcolo della forza stabilizzante in tale fase sono attivi tutti i contributi.
- 2) Fase transitoria esecutiva: la falda è collocata a -1.50 m da pc naturale. Ai fini del calcolo della forza stabilizzante in tale fase non è attivo il peso del riempimento della soletta di fondazione. Tale fase fa riferimento alla situazione nella quale, ultimata l'opera strutturale, si passa all'esecuzione delle finiture interne. In tale fase si prevede che il sistema di depressione dell'acqua di falda possa essere disattivato.

La figura che segue illustra l'esito della verifica per la fase definitiva. Dalla figura si nota come la verifica a galleggiamento sia soddisfatta anche contemplando il solo peso proprio dell'opera come azione stabilizzante. Per tale motivo ulteriori verifiche sono superflue.

<b>Verifica nei confronti del sollevamento idraulico</b>			
H acqua	3.90	m	altezza di spinta dell'acqua ad intradosso ciabatta di fondazione
H acqua	14.90	m	altezza di spinta dell'acqua alla base dei diaframmi
$\gamma_w$	10.00	kN/mc	ps acqua
H par	20.00	m	altezza diaframmi
s par	1.00	m	spessore diaframmi
L ciab tot	10.60	m	largh complessiva ciabatta fond
s ciab	1.20	m	spess ciabatta
L soletta	13.40	m	larghezza complessiva soletta
s soletta	1.20	m	spess soletta
$\gamma_{ca}$	25.00	kN/mc	ps ca
Pwk	711.40	kN/m	spinta acqua (caratt.)
$\gamma_{Gw}$	1.10		coeff. parz. azione instab. acqua
Pwd	782.54	kN/m	spinta acqua (progetto)
Popk	1720.00	kN/m	peso opera (caratt.)
$\gamma_{Gop}$	0.90		coeff. parz. azione stab. peso opera
Popd	1548.00	kN/m	peso opera (progetto)
Vinst, d	782.54	kN/m	Forza complessiva di progetto instabilizzante
G stb, d	1548.00	kN/m	Forza complessiva di progetto stabilizzante
FS	0.51	ok	Vinst,d/Gstb,d

### 9.2.1. Verifica strutturale della ciabatta di fondazione per effetto della sottospinta idrostatica

La ciabatta di fondazione è calcolata come trave appoggiata (luce 10.60 m) soggetta alla sottospinta idraulica agente dal basso verso l'alto ed al peso proprio agente dall'alto in basso:

- Sottospinta idraulica (quota falda -0.50m da pc, h spinta =3.90 m):  $p_{wd} = 1.10 * 39 \text{ kPa} = 42.9 \text{ kPa}$ .
- Peso proprio:  $p_{cad} = 1.00 * 30 \text{ kPa} = 30 \text{ kPa}$ .

Complessivamente, la ciabatta risulta soggetta ad una forza per unità di lunghezza, agente dal basso verso l'alto, pari a: 12.9 kN/m/m.

Momento flettente massimo (tende le fibre superiori) = 181 kNm.

Si considera la seguente armatura:

- 1  $\phi$  24/20" superiormente
- 1  $\phi$  24/10" + 1  $\phi$  20/20" inferiormente

Verifica a flessione (vedi figura seguente):

- $M_{rd} = 951 \text{ kNm} > 181 \text{ kNm}$

**Verifica C.A. S.L.U. - File: Ciabatta**

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: **Soletta**

N° strati barre: **2** Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	120

N°	As [cm²]	d [cm]
1	22.62	10
2	60.95	110

**Sollecitazioni**  
 S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> **0** kN  
 M<sub>xEd</sub> **0** kNm  
 M<sub>yEd</sub> **0** kNm

P.to applicazione N  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord. [cm] xN **0** yN **0**

Tipo rottura  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali**  
**B450C** **C25/30**

$\epsilon_{su}$  **67.5** ‰  $\epsilon_{c2}$  **2** ‰  
 $f_{yd}$  **391.3** N/mm<sup>2</sup>  $\epsilon_{cu}$  **3.5** ‰  
 $E_s$  **200 000** N/mm<sup>2</sup>  $f_{cd}$  **14.17** N/mm<sup>2</sup>  
 $E_s/E_c$  **15**  $f_{cc}/f_{cd}$  **0.8** [?]  
 $\epsilon_{syd}$  **1.957** ‰  $\sigma_{c,adm}$  **9.75** N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_{s,adm}$  **255** N/mm<sup>2</sup>  $\tau_{co}$  **0.6** N/mm<sup>2</sup>  
 $\tau_{c1}$  **1.829** N/mm<sup>2</sup>

M<sub>xRd</sub> **-951** kNm  
 $\sigma_c$  **-14.17** N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$  **391.3** N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_c$  **3.5** ‰  
 $\epsilon_s$  **36.9** ‰  
 d **110** cm  
 x **9.529** x/d **0.08662**  
 $\delta$  **0.7**

Tipo Sezione  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

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

Tipo flessione  
 Retta  Deviata

N° rett. **100**  
 Calcola MRd Dominio M-N  
 L<sub>o</sub> **0** cm Col. modello  
 Precompresso