



## PROLUNGAMENTO DELLA S.S. n° 9 "TANGENZIALE NORD di REGGIO EMILIA" NEL TRATTO DA S. PROSPERO STRINATI A CORTE TEGGE

### PROGETTO DEFINITIVO

**COORDINAMENTO GRUPPO DI PROGETTAZIONE:**

 **COMUNE DI REGGIO EMILIA**  
ing. David Zilioli - Dirig. U.diP. Area Nord

**IL PROGETTISTA:**

dott. ing. Andrea Burchi  
Ordine Ingegneri di Bologna n° 7927A



**GRUPPO DI PROGETTAZIONE:**

  
**SITECO**  
ing. Andrea Burchi

**IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:**

dott. ing. Rodolfo Biondi  
Ordine Ingegneri di Modena n° 1256



**IL GEOLOGO:**

dott. geol. Pier Luigi Cocetti  
Ordine Geologi della Regione Emilia Romagna n° 455



**PROGETTISTA**

dott. ing. Andrea Burchi  
Ordine Ingegneri di Bologna n° 7927A  
**ANDREA BURCHI**  
LAUREA SPECIALISTICA  
Sezione: A  
N° 7927 / A

VISTO: IL RESPONSABILE  
DEL PROCEDIMENTO

ing. Angela Maria Carbone

VISTO: IL RESPONSABILE  
UNITA' DEL COORDINAMENTO

ing. Nicola Dinnella

PROTOCOLLO

DATA

### OPERE STRUTTURALI OPERE D'ARTE MINORI: SOTTOVIA ST04-SOTTOVIA VIA MARX RELAZIONE DI CALCOLO

CODICE PROGETTO

PROGETTO

LIV. PROG.

N. PROG.

COBO27

D

1101

NOME FILE

15.57 T00ST04STRRE01A.DWG

REVISIONE

SCALA:

CODICE  
ELAB.

T00ST04STRRE01

A

REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
C					
B					
A	EMISSIONE	settembre 2013	ing. S. Venturelli	ing. A. Frascari	ing. A. Burchi

<b>1</b>	<b>GENERALITA'</b> .....	<b>3</b>
<b>2</b>	<b>NORMATIVA E RIFERIMENTI</b> .....	<b>4</b>
	2.1 <b>Opere in c.a. e strutture metalliche</b> .....	<b>4</b>
	2.2 <b>Altri documenti</b> .....	<b>5</b>
<b>3</b>	<b>CRITERI DI CALCOLO</b> .....	<b>6</b>
	3.1 <b>Criteri e definizione dell'azione sismica</b> .....	<b>6</b>
	3.2 <b>Combinazioni di carico</b> .....	<b>9</b>
	3.2.1 <i>Combinazioni per la verifica allo SLU</i> .....	<b>9</b>
	3.2.2 <i>Combinazioni per la verifica allo SLE</i> .....	<b>10</b>
	3.2.3 <i>Combinazioni per la condizione sismica</i> .....	<b>10</b>
<b>4</b>	<b>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI</b> .....	<b>12</b>
	4.1 <b>Conglomerato cementizio per sottofondazioni</b> .....	<b>12</b>
	4.2 <b>Conglomerato cementizio per platea di varo e muro reggispinta</b> .....	<b>12</b>
	4.3 <b>Conglomerato cementizio per fondazioni</b> .....	<b>12</b>
	4.4 <b>Conglomerato cementizio per elevazioni</b> .....	<b>13</b>
	4.5 <b>Conglomerato cementizio per trave di correa e getto di completamento</b> .....	<b>13</b>
	4.6 <b>Acciaio per cemento armato</b> .....	<b>13</b>
<b>5</b>	<b>DURABILITÀ E PRESCRIZIONI SUI MATERIALI</b> .....	<b>14</b>
	5.1 <b>Copriferro minimo e copriferro nominale</b> .....	<b>14</b>
<b>6</b>	<b>PARAMETRI GEOTECNICI PER IL CALCOLO DELLE STRUTTURE</b> .....	<b>15</b>
<b>7</b>	<b>PROGRAMMI DI CALCOLO UTILIZZATI</b> .....	<b>17</b>
	7.1 <b>Calcolo della struttura scatolare</b> .....	<b>17</b>
	7.2 <b>Verifiche degli elementi in c.a.</b> .....	<b>17</b>
<b>8</b>	<b>ANALISI DELLA STRUTTURA SCATOLARE</b> .....	<b>17</b>
	8.1 <b>Geometria della struttura scatolare</b> .....	<b>17</b>
	8.2 <b>Modellazione adottata</b> .....	<b>18</b>
	8.3 <b>Analisi dei carichi</b> .....	<b>20</b>
	8.3.1 <i>Peso proprio e carichi permanenti portati</i> .....	<b>20</b>
	8.3.2 <i>Spinta del terreno</i> .....	<b>21</b>
	8.3.3 <i>Spinta dell'acqua</i> .....	<b>22</b>
	8.3.4 <i>Carichi mobili verticali sulla soletta inferiore</i> .....	<b>22</b>
	8.3.5 <i>Carichi mobili verticali sulla soletta superiore</i> .....	<b>22</b>
	8.3.6 <i>Spinta del sovraccarico sul rilevato</i> .....	<b>25</b>

8.3.7	<i>Frenatura</i> .....	25
8.3.8	<i>Azioni termiche</i> .....	26
8.3.9	<i>Azioni sismica</i> .....	26
	8.3.9.1 STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA (SLV) .....	26
<b>8.4</b>	<b>Calcolo delle sollecitazioni</b> .....	<b>28</b>
8.4.1	<i>Schemi di carico</i> .....	32
8.4.2	<i>VERIFICHE A SLU E SLE</i> .....	39
8.4.3	<i>Soletta superiore</i> .....	41
	8.4.3.1 ATTACCO PIEDRITTO .....	41
	8.4.3.2 MEZZERIA .....	44
8.4.4	<i>Soletta di fondazione</i> .....	47
	8.4.4.1 ATTACCO PIEDRITTO .....	47
	8.4.4.2 MEZZERIA .....	50
8.4.5	<i>Piedritto</i> .....	53
	8.4.5.1 ATTACCO SOLETTA SUPERIORE .....	53
	8.4.5.2 ATTACCO SOLETTA INFERIORE.....	56
<b>8.5</b>	<b>Verifica capacita' portante fondazione</b> .....	<b>59</b>
8.5.1	<i>Carico limite</i> .....	61
<b>8.6</b>	<b>Verifica a galleggiamento</b> .....	<b>63</b>
<b>9</b>	<b>VERIFICA FASE TRANSITORIA DI SPINTA</b> .....	<b>68</b>
9.1	<b>Azioni e Sollecitazioni</b> .....	<b>68</b>
9.2	<b>Verifiche a SLU e SLE</b> .....	<b>71</b>
	9.2.1 <i>Verifica Platea di varo</i> .....	71
	9.2.2 <i>Verifica Muro reggi spinta</i> .....	71
<b>10</b>	<b>ANALISI DELLA STRUTTURA DI SOSTEGNO IN DIAFRAMMI</b> .....	<b>75</b>
10.1	<b>Modellazione di calcolo</b> .....	<b>75</b>
10.2	<b>Criteri di verifica</b> .....	<b>79</b>
	10.2.1 <i>Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU)</i> .....	79
	10.2.1.1 VERIFICHE A PRESSO-FLESSIONE.....	79
	10.2.1.2 VERIFICHE A TAGLIO .....	79
	10.2.1.3 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO .....	80
	10.2.2 <i>Verifiche dei tiranti</i> .....	80
10.3	<b>Metodologia d'intervento e fasi operative</b> .....	<b>83</b>
10.4	<b>Sollecitazioni sugli elementi strutturali</b> .....	<b>94</b>
10.5	<b>Verifiche degli elementi strutturali</b> .....	<b>103</b>
	10.5.1 <i>Sezione tipo 1</i> .....	103
	10.5.2 <i>Sezione tipo 2</i> .....	106

## **1 GENERALITA'**

La presente relazione contiene le verifiche strutturali relative al calcolo dell'opera di sottopasso gettata in opera e varata a spinta, previsto nell'ambito dei lavori inerenti il prolungamento della SS9 "Tangenziale nord di Reggio Emilia", denominata ST04 di dimensioni interne 9,53X6,70 posta al km 4+378,00.

Il ricoprimento, ovvero la distanza tra la quota del piano ferro e l'estradosso della soletta superiore, è 0,87m.

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

L'opera ricade in zona sismica, pertanto, saranno applicate le azioni di rito previste dalla norma così come riportato nei capitoli successivi; non vengono considerati carichi accidentali durante l'evento sismico.

Il dimensionamento è il risultato dello studio effettuato su una struttura piana che descrive una striscia larga 1,00m.

## 2 **NORMATIVA E RIFERIMENTI**

I calcoli e le disposizioni esecutive sono conformi alle norme attualmente in vigore.

### 2.1 **Opere in c.a. e strutture metalliche**

- D. M. Min. Il. TT. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni;
- CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n.617 "Istruzione per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008;
- UNI EN 1990 (Eurocodice 0) – Aprile 2006: "Criteri generali di progettazione strutturale";
- UNI EN 1991-2-4 (Eurocodice 1) – Agosto 2004 – Azioni in generale: "Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici";
- UNI EN 1991-1-1 (Eurocodice 1) – Agosto 2004 – Azioni in generale- Parte 1-1: "Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici";
- UNI EN 1991-2 (Eurocodice 1) – Marzo 2005 – Azioni sulle strutture- Parte 2: "Carico da traffico sui ponti";
- UNI EN 1992-1-1 (Eurocodice 2) – Novembre 2005: "Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: "Regole generali e regole per gli edifici";
- UNI EN 1992-2 (Eurocodice 2) – Gennaio 2006: "Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 2: "Ponti in calcestruzzo - progettazione e dettagli costruttivi";
- UNI EN 1993-1-1 (Eurocodice 3) – Ottobre 1993: "Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici";
- UNI EN 1997-1 (Eurocodice 7) – Febbraio 2005: "Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali";
- UNI EN 1998-1 (Eurocodice 8) – Marzo 2005: "Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali – Azioni sismiche e regole per gli edifici";

- UNI EN 1998-2 (Eurocodice 8) – Febbraio 2006: "Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Ponti";
- UNI EN 1998-5 (Eurocodice 8) – Gennaio 2005: "Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici".
- Linee guida sul calcestruzzo strutturale - Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale;
- Istruzione FF.SS. 13/01/1997 n° IG.ST/970012/F – "Sovraccarichi per il calcolo dei ponti ferroviari – Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo". Integrazioni alla Istruzione n° I/SC/PS/OM/2298 del 2 giugno 1995 dell'Area Ingegneria e Costruzioni;
- UNI EN 197-1 giugno 2001 – "Cemento: composizione, specificazioni e criteri di conformità per cementi comuni;
- UNI EN 11104 marzo 2004 – "Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità", Istruzioni complementari per l'applicazione delle EN 206-1;
- UNI EN 206-1 ottobre 2006 – "Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità".

## **2.2 Altri documenti**

- CNR 10024/86 – Analisi mediante elaboratore: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo

### 3 CRITERI DI CALCOLO

In ottemperanza al D.M. del 14.01.2008 (Norme tecniche per le costruzioni), i calcoli sono condotti con il metodo semiprobabilistico agli stati limite.

#### 3.1 Criteri e definizione dell'azione sismica

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

Il rispetto degli stati limite si considera conseguito quando:

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

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

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

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

In merito alle opere scatolari di cui trattasi, nel rispetto del punto § 7.9.2., assimilando l'opera scatolare 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.

Per la definizione dell'azione sismica, occorre definire il periodo di riferimento  $P_{VR}$  in funzione dello stato limite considerato.

La vita nominale ( $V_N$ ) dell'opera è stata assunta pari a 100 anni.

La classe d'uso assunta è la IV.

Il periodo di riferimento ( $V_R$ ) per l'azione sismica, data la vita nominale e la classe d'uso vale:

$$V_R = V_N \cdot C_u = 200 \text{anni}$$

I valori 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:

$$T_R(\text{SLV}) = - \frac{V_r}{\ln(1 - P_{vr})} = 1898 \text{anni}$$

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 orizzontale massima del terreno su suolo di categoria A, espressa come frazione dell'accelerazione di gravità;

$F_0$  → 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 ( $S_t$ );

L'opera ricade all'incirca alla Latitudine di 44,725877 e Longitudine 10,573180.

I valori delle caratteristiche sismiche ( $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T^*_c$ ) per lo Stato Limite di salvaguardia della Vita sono:

$$(a_g = 0,247g ; F_0 = 2,431 ; T^*_c = 0,311s)$$

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

Nelle verifiche allo Stato Limite Ultimo i valori dei coefficienti sismici orizzontali  $k_h$  e verticale  $k_v$  possono essere valutati mediante le espressioni:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a \max}{g} \qquad k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

dove

$a_{max}$ = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

$g$ = accelerazione di gravità;

Il sottosuolo su cui insiste l'opera può essere inserito nella categoria "C".

Il valore del coefficiente di amplificazione stratigrafico risulta:

$$S_s(SLV)=1,7-0,6 \cdot F_0 \cdot a_g/g=1,339$$

L'accelerazione massima è valutata con la relazione

$$a_{max}(SLV)=S \cdot a_g=S_s \cdot a_g = 1,339 \cdot 0,247g=0,330g$$

Essendo lo scatolare una struttura che non ammette spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente  $\beta_m$ , assume il valore:

$$\beta_m=1$$

Pertanto, i due coefficienti sismici valgono:

$$(SLV) \quad k_h=\beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g}=0,330 \quad k_v=\pm 0,5 \cdot k_h=0,165$$

Le spinte delle terre, considerando lo scatolare una struttura rigida e priva di spostamenti (NT § 7.11.6.2.1 e EC8-5 § 7.3.2.1), sono calcolate in regime di spinta a riposo che comporta il calcolo delle spinte sismiche in tali condizioni; l'incremento dinamico di spinta del terreno può essere calcolato come:

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

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

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

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

### 3.2 Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico, considerate ai fini delle verifiche, sono stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto al cap. 2 delle NT.

#### 3.2.1 Combinazioni per la verifica allo SLU

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

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

- SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio di corpo rigido (EQU)
  - collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- SLU di tipo strutturale (STR)
  - raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

Trattandosi di opere interrato, le verifiche saranno condotte secondo l'approccio progettuale "Approccio 1", utilizzando i coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 5.2.IV per i parametri geotecnici e le azioni.

1. combinazione 1 → (A1+M1+R1) → STR
2. combinazione 2 → (A2+M2+R2) → GEO (carico limite)

Tabella 6.2.II - Coefficienti parziali per i parametri del terreno

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

Tabella 6.2.I/5.2.IV - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

CARICHI	EFFETTO	SIMBOLO $\gamma_F$	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanente	favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1	1
	sfavorevole		1,1	1,35	1
Permanente non strutturali	favorevole	$\gamma_{G2}$	0 (0,9)	0	0
	sfavorevole		1,5 (1,1)	1,35	1/1,3
Variabili da	favorevole	$\gamma_Q$	0	0	0

traffico	sfavorevole		1,45	1,45	1,25
Variabili	favorevole	$\gamma_{Qi}$	0	0	0
	sfavorevole		1,5	1,5	1,30

Tabella 6.4.1 - Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per la resistenza del sistema

VERIFICA	COEFF. PARZIALE (R1)	COEFF. PARZIALE (R2)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$

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

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

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

### 3.2.2 Combinazioni per la verifica allo SLE

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

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

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

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

### 3.2.3 Combinazioni per la condizione sismica

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

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

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

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

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

I valori del coefficiente  $\psi_{2i}$  sono quelli riportati nella tabella 5.1.VI e § 2.5.I della norma; la stessa propone nel caso di ponti, e più in generale per opere stradali, di assumere per i carichi dovuti al transito dei mezzi  $\psi_{2i} = 0,2$  (condizione cautelativa).

Data la natura dell'opera in progetto, così come previsto dalla norma, si può assumere  $\psi_{2i} = 0$ .

## 4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Per la realizzazione dell'opera è previsto l'impiego dei sottoelencati materiali.

### 4.1 Conglomerato cementizio per sottofondazioni

Classe	C12/15
Resistenza caratteristica cubica	$f_{ck,cube} = 15 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck,cyl} = 12 \text{ N/mm}^2$
Classe di esposizione	-
Classe di consistenza	S4 / S5
Copriferro minimo	-

### 4.2 Conglomerato cementizio per platea di varo e muro reggisplinta

Classe	C25/30
Resistenza caratteristica cubica	$f_{ck,cube} = 30 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck,cyl} = 25 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 0,85 * f_{ck} / 1,5 = 14,167 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 0,30 * f_{ck}^{2/3} = 2,565 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk 0,05} = 0,7 * f_{ctm} = 1,795 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk 0,05} / \gamma_c = 1,197 \text{ N/mm}^2$
Classe di esposizione	XC2
Classe di consistenza	S4
Copriferro minimo	40 mm

### 4.3 Conglomerato cementizio per fondazioni

Classe	C28/35
Resistenza caratteristica cubica	$f_{ck,cube} = 35 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck,cyl} = 28 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 0,85 * f_{ck} / 1,5 = 15,867 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 0,30 * f_{ck}^{2/3} = 2,766 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk 0,05} = 0,7 * f_{ctm} = 1,936 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk 0,05} / \gamma_c = 1,2911 \text{ N/mm}^2$
Classe di esposizione	XC2
Classe di consistenza	S4
Copriferro minimo	40 mm

#### 4.4 Conglomerato cementizio per elevazioni

Classe	C32/40
Resistenza caratteristica cubica	$f_{ck,cube} = 40 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck,cyl} = 32 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 0,85 * f_{ck} / 1,5 = 18,133 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 0,30 * f_{ck}^{2/3} = 3,024 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk 0,05} = 0,7 * f_{ctm} = 2,117 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk 0,05} / \gamma_c = 1,411 \text{ N/mm}^2$
Classe di esposizione	XC4
Classe di consistenza	S4
Copriferro minimo	40 mm

#### 4.5 Conglomerato cementizio per trave di correa e getto di completamento

Classe	C32/40
Resistenza caratteristica cubica	$f_{ck,cube} = 40 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck,cyl} = 32 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 0,85 * f_{ck} / 1,5 = 18,133 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 0,30 * f_{ck}^{2/3} = 3,024 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk 0,05} = 0,7 * f_{ctm} = 2,117 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk 0,05} / \gamma_c = 1,411 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a compressione (comb. Rara)	$\sigma_c = 0,60 * f_{ck} = 19,92 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a compressione (comb. Quasi Perm.)	$\sigma_c = 0,45 * f_{ck} = 14,94 \text{ N/mm}^2$
Classe di esposizione	XC4
Classe di consistenza	S4

#### 4.6 Acciaio per cemento armato

Per le armature metalliche si adottano tondini in acciaio del tipo B450C controllato in stabilimento che presentano le seguenti caratteristiche:

Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica a rottura	$f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 450 / 1,15 = 391,30 \text{ N/mm}^2$
Deformazione caratteristica al carico massimo	$\epsilon_{uk} = 7,5 \%$
Deformazione di progetto	$\epsilon_{ud} = 6,75 \%$

## 5 DURABILITÀ E PRESCRIZIONI SUI MATERIALI

Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo armato ordinario, esposte all'azione dell'ambiente, si devono adottare i provvedimenti atti a limitare gli effetti di degrado indotti dall'attacco chimico, fisico e derivante dalla corrosione delle armature e dai cicli di gelo e disgelo. Al fine di ottenere la prestazione richiesta in funzione delle condizioni ambientali, nonché per la definizione della relativa classe, si fa riferimento alle indicazioni contenute nelle Linee Guida sul calcestruzzo strutturale edite dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ovvero alle norme UNI EN 206-1:2006 ed UNI 11104:2004. Per le opere della presente relazione si adotta quanto segue:

<u>Fondazione</u>	CLASSE DI ESPOSIZIONE	XC2
<u>Elevazione</u>	CLASSE DI ESPOSIZIONE	XC4-XD1-XF1

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 4.1.III: Descrizione delle condizioni ambientali

Le fondazioni, la platea di varo e il muro reggi spinta si trovano in condizioni ambientali *Ordinarie*, le elevazioni in condizioni *Aggressive*.

Nella tabella 4.1.IV sono indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento alle condizioni ambientale e al tipo di armatura.

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 4.1.IV: Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

In **grigio chiaro** sono indicate gli stati limite di fessurazione da utilizzare per le verifiche delle fondazioni in **grigio scuro** sono indicati quelli per le elevazioni.

### 5.1 Copriferro minimo e copriferro nominale

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:  $c_{nom} = c_{min} + h$ .



PROVE DI RIFERIMENTO: SONDAGGIO S-E (ROSSO)

STRATO (m)	CAMPIONE				MODULO EDOMETRICO E INTERVALLI TENSIONALI SIGNIFICATIVI										
	CODICE	H <sub>camp</sub> (m)	γ (kN/m <sup>3</sup> )	σ' <sub>vo</sub> (kPa)	σ <sub>p</sub> (kPa)	OCR	Ed (kPa)	Ed <sub>m</sub>   Ed <sub>k</sub> (kPa)	σ' <sub>vo</sub> +Δσ <sub>v</sub> /2 kPa	Ed (kPa)	Ed <sub>m</sub>   Ed <sub>k</sub> (kPa)	σ' <sub>vo</sub> +Δσ <sub>v</sub> kPa	Ed (kPa)	Ed <sub>m</sub>   Ed <sub>k</sub> (kPa)	
1	0.0	SE - C1	2.70	19.2	49.8	177.7	3.6	3021	3021	2931	-	-	-	-	-
	5.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
2	5.0	SE - C2	5.20	18.8	70.8	102.5	1.4	2388	2388	2317	-	-	-	-	-
	6.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
3	6.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	7.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
4	7.0	SE - C3	7.20	18.6	86.9	304.7	3.5	4203	4203	4078	-	-	-	-	-
	10.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
5	10.0	SE - C4	10.20	19.8	125.0	111.8	0.9	3922	3922	3805	-	-	-	-	-
	11.5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
6	11.5	SE - C5	15.30	18.6	156.6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	19.8	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
7	19.8	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	23.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
8	23.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	25.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	

PROVE DI RIFERIMENTO: SONDAGGIO S-E (ROSSO)

STRATO (m)	CAMPIONE				CONSOLIDAZIONE - PERMEABILITA'			
	CODICE	H <sub>camp</sub> (m)	γ (kN/m <sup>3</sup> )	σ' <sub>vo</sub> (kPa)	σ' <sub>vi</sub> - σ' <sub>vf</sub> (kPa)	C <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> /s)	k (cm/s)	
1	0.0	SE - C1	2.70	19.2	49.8	50 - 100	9.4900 · 10 <sup>-4</sup>	3.141 · 10 <sup>-8</sup>
	5.0	-	-	-	-	-	- · 10 <sup>-4</sup>	- · 10 <sup>-8</sup>
2	5.0	SE - C2	5.20	18.8	70.8	50 - 100	3.0600 · 10 <sup>-4</sup>	1.281 · 10 <sup>-8</sup>
	6.0	-	-	-	-	-	- · 10 <sup>-4</sup>	- · 10 <sup>-8</sup>
3	6.0	-	-	-	-	-	-	-
	7.0	-	-	-	-	-	-	-
4	7.0	SE - C3	7.20	18.6	86.9	50 - 100	10.7000 · 10 <sup>-4</sup>	2.546 · 10 <sup>-8</sup>
	10.0	-	-	-	-	-	- · 10 <sup>-4</sup>	- · 10 <sup>-8</sup>
5	10.0	SE - C4	10.20	19.8	125.0	100 - 200	11.9000 · 10 <sup>-4</sup>	3.034 · 10 <sup>-8</sup>
	11.5	-	-	-	-	-	- · 10 <sup>-4</sup>	- · 10 <sup>-8</sup>
6	11.5	SE - C5	15.30	18.6	156.6	-	-	-
	19.8	-	-	-	-	-	-	-
7	19.8	-	-	-	-	-	-	-
	23.0	-	-	-	-	-	-	-
8	23.0	-	-	-	-	-	-	-
	25.0	-	-	-	-	-	-	-

## 7 PROGRAMMI DI CALCOLO UTILIZZATI

### 7.1 Calcolo della struttura scatolare

Il calcolo della struttura in esame viene condotto con il programma SAP 2000 Advanced 14.0.0, prodotto da Computers and Structures, Inc., Berkeley, CA, USA.

### 7.2 Verifiche degli elementi in c.a.

Le verifiche vengono eseguite tramite il programma "Calcolo agli stati limite delle sezioni in c.a." di Renato Tritto e pubblicato dalla ProTec editrice.

## 8 ANALISI DELLA STRUTTURA SCATOLARE

### 8.1 Geometria della struttura scatolare

La geometria è quella riportata nella Fig. 1

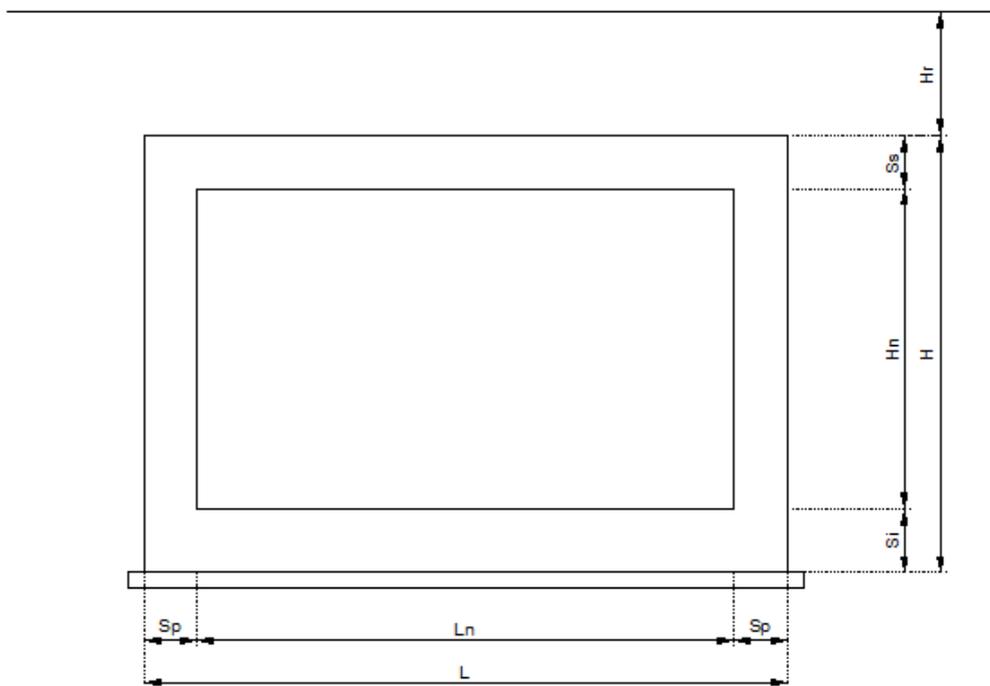


Figura 1 – Sezione trasversale scatolare

$$L_n = 9,53 \text{ m}$$

$$L = 11,53 \text{ m}$$

$$S_s = 1,00 \text{ m}$$

$$S_i = 1,10 \text{ m}$$

$$S_p = 1,00 \text{ m}$$

$$H_r = 0,87 \text{ m}$$

$$H_n = 6,70 \text{ m}$$

$$H = 8,80 \text{ m}$$

## 8.2 Modellazione adottata

Per la mesh del calcolo (si rimanda alle Figg. 2 e 3) si è assunto lo schema statico di telaio chiuso. La mesh è composta da 4 aste e da 4 nodi; l'output dell'indagine elettronica viene raccolto nell'allegato.

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

Il valore della costante disottofondo è stato ottenuto mediante la Formulazione di Terzaghi (ricavabile in letteratura – vedi Bowles). Per fondazioni rettangolari su terreno incoerente, gli Autori propongono la seguente relazione:

$$K_s = k_1 \left( \frac{B+1}{2B} \right)^2 = 7 \left( \frac{12+1}{2*12} \right)^2 = 2,05 \text{ N/cm}^3$$

dove  $k_1$  dipende solo dalle caratteristiche del terreno di fondazione, in particolare dalla saturazione e dallo stato di addensamento del materiale; valori tipici di  $k_1$  (N/cm<sup>3</sup>) sono tabellati di seguito (Fondazioni, Viggiani):

Tipo di sabbia		Stato di addensamento		
		Sciolto	Medio	Denso
Campo		7-20	20-100	100-350
Non satura	Valore consigliato	15	50	175
Satura	Valore consigliato	10	30	110

Si è assunta la costante di sottofondo del terreno di fondazione pari a  $K_s = 2000 \text{ kN/m}^3$

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

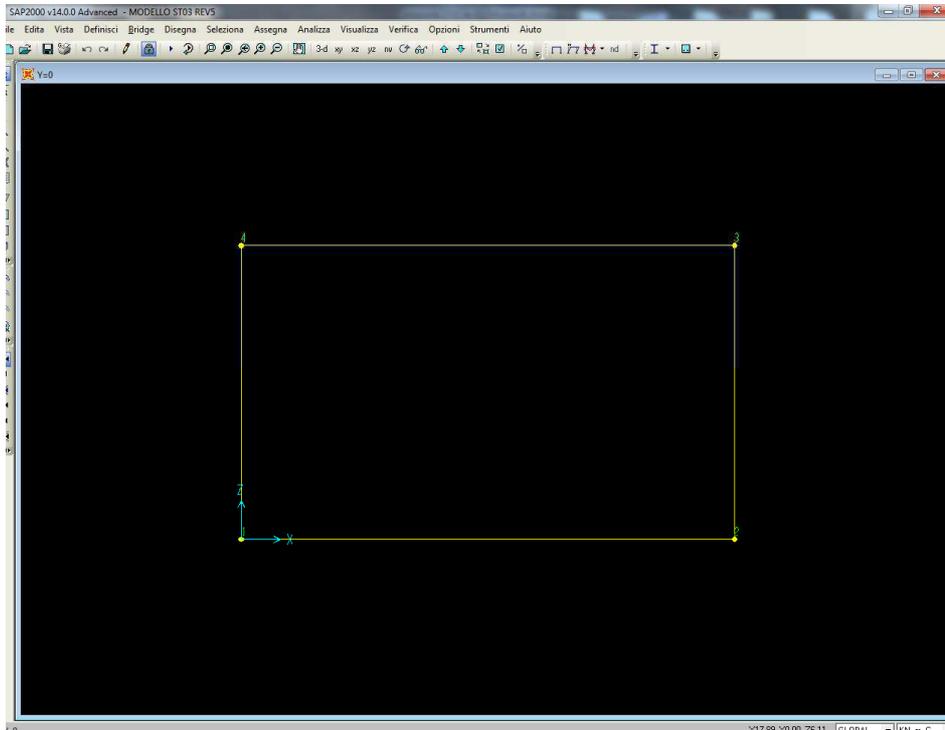
- una sezione rettangolare  $b \times h = 100 \times S_s$  cm per la soletta superiore
- una sezione rettangolare  $b \times h = 100 \times S_i$  cm per la soletta di fondazione
- una sezione rettangolare  $b \times h = 100 \times S_p$  cm per i piedritti

Per le aste del reticolo si è assunto:

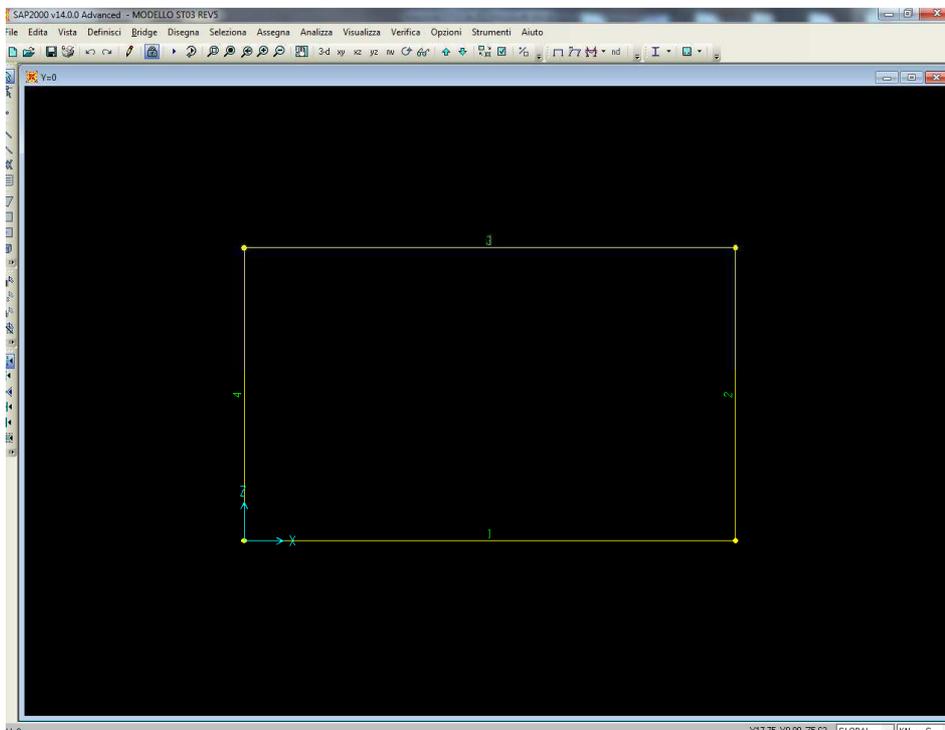
$E_c = 33924 \text{ N/mm}^2$  ; modulo elastico del calcestruzzo (C28/35) per la fondazione

$E_c = 35013 \text{ N/mm}^2$  ; modulo elastico del calcestruzzo (C32/40) per l'elevazione

Lo schema statico della struttura e la relativa numerazione dei nodi e delle aste sono riportati nelle Figg.2 e 3.



*Figura 2 – Numerazione dei nodi*



*Figura 3 – Numerazione delle aste*

### 8.3 Analisi dei carichi

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

Vengono prese in considerazione n°18 Condizioni Elementari di carico (CDC1÷ CDC 17), di seguito determinate. Tali Combinazioni Elementari saranno opportunamente combinate secondo quanto previsto dalla normativa vigente. I principali parametri geometrici, come illustrato in Fig.1, risultano essere i seguenti:

- spessore totale medio del ricoprimento (piano stradale-estradosso soletta):  $H_r = 0,68$  m
- larghezza utile dello scatolare:  $L_n = 9,53$  m
- altezza libera del sottopasso  $H_n = 6,70$  m
- spessore della soletta superiore:  $S_s = 1,00$  m
- spessore dei piedritti:  $S_p = 1,00$  m
- spessore della fondazione:  $S_i = 1,10$  m

Per i materiali si assumono i seguenti pesi specifici:

- calcestruzzo armato: 25 kN/m<sup>3</sup>
- rilevato 20 kN/m<sup>3</sup>
- sovrastruttura ferroviaria 22 kN/m<sup>3</sup>
- massicciata + armamento: 18 kN/m<sup>3</sup>

Essendo in presenza di un ricoprimento elevato, si considera un peso specifico costante del materiale presente sopra la soletta di copertura pari a 20 kN/m<sup>3</sup>.

#### 8.3.1 Peso proprio e carichi permanenti portati

##### Soletta superiore

- peso proprio	1,00 * 25	25,00kN/m <sup>2</sup>
- peso rilevato	0,87 * 20	17,40kN/m <sup>2</sup>
		-----
	<b>totale</b>	<b>42,40 kN/m<sup>2</sup></b>

##### Soletta inferiore

- peso proprio	1,10 * 25	27,50kN/m <sup>2</sup>
- sovrastruttura stradale	1,00 * 20	20,00kN/m <sup>2</sup>
		-----
	<b>totale</b>	<b>47,50 kN/m<sup>2</sup></b>

##### Piedritti

- peso proprio	1,00 * 25	25,00kN/m <sup>2</sup>
----------------	-----------	------------------------

Tali carichi vengono considerati nella Condizione Elementare CDC 1.

### 8.3.2 Spinta del terreno

Il reinterro a ridosso dello scatolare verrà realizzato tramite materiale arido di buone caratteristiche meccaniche. Per tale materiale si assumono i seguenti parametri:

- peso specifico  $\gamma_t = 20 \text{ kN/m}^3$  ;
- angolo di attrito  $\phi=32^\circ$ ;

da cui risulta un coefficiente di spinta attiva  $\lambda_a = 0,307$  ed un coefficiente di spinta a riposo  $\lambda_o = 0,470$ .

Vengono presi in considerazione i due coefficienti di spinta: il primo massimizza nelle varie combinazioni di carico il momento in mezzzeria, mentre il secondo all'incastro.

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

$$p_h = \lambda_a \gamma_t Z$$

e con il consueto diagramma trapezoidale delle pressioni orizzontali.

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

$$\begin{aligned} P_{\min} &= [20 * (0,87 + 0,5)] * 0,470 &&= \mathbf{12,87 \text{ kN/m}^2} \\ P_{\max} &= P_{\text{int}} + [10 * 7,75] * 0,470 &&= \mathbf{49,30 \text{ kN/m}^2} \end{aligned}$$

Tali spinte vengono considerate nella Condizione Elementare (CDC 2) su entrambi i piedritti.

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

$$\begin{aligned} P_{\min} &= [20 * (0,87 + 0,50)] * 0,307 &&= \mathbf{8,41 \text{ kN/m}^2} \\ P_{\max} &= P_{\text{int}} + [10 * 7,75] * 0,307 &&= \mathbf{32,20 \text{ kN/m}^2} \end{aligned}$$

Tali spinte vengono considerate nelle seguenti Condizioni Elementari:

- a) agenti su entrambi i piedritti (spinta attiva) (CDC 2)
- b) agenti sul piedritto sinistro (spinta a riposo) e sul piedritto destro (spinta attiva) (CDC 3)

La condizione di carico CDC3, serve a mettere in conto possibili situazioni (anche temporanee) di disomogeneità nei costipamenti o altre condizioni che possano generare situazioni di spinte asimmetriche sull'opera.

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

### 8.3.3 Spinta dell'acqua

Le pressioni dell'acqua in corrispondenza dei piedritti, risultano essere le seguenti:

$$P_{\min} = 10 * 0 = 0 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{\max} = P_{\min} + [10 * 7,75] = 77,50 \text{ kN/m}^2$$

La pressione dell'acqua che caratterizza la soletta inferiore risulta :

$$P_{\text{si}} = 10 * 7,75 = 77,50 \text{ kN/m}^2$$

Tali spinte vengono considerate nella Condizione Elementare CDC4

### 8.3.4 Carichi mobili verticali sulla soletta inferiore

Come carico accidentale gravante sulla soletta di fondazione si assume il carico di normativa  $Q_{1,k}$ , ossia il mezzo convenzionale da 600kN a due assi da 300 kN ognuno (carico tandem), interassati di 1,20m lungo il senso di marcia e di larghezza 2,40m, comprese le dimensioni delle impronte e ove possibile, il carico ripartito  $q_{1,k}$  da 9kN/m<sup>2</sup>.

Tale carico viene posizionato longitudinalmente all'asse del sottopasso e considerato ripartito fino al piano medio della soletta attraverso il ricoprimento, assumendo che detta diffusione avvenga con angolo di diffusione di 30° attraverso il rilevato stradale e di 45° sino al piano medio della soletta sia in direzione longitudinale.

In direzione trasversale, quale base collaborante viene considerato un valore pari alla larghezza di ingombro della colonna di carico uguale a 3.00m.

Base collaborante trasversale:  $B_T = 3,00 \text{ m}$

Ingombro longitudinale:  $L_L = 1,60 + 2 * (0,87 * \text{tg}30^\circ + 1,00/2) = 3,60 \text{ m}$

Carico medio uniforme:  $Q_{1k,dis} = 600 / (3,00 * 3,60) = 55.55 \text{ kN/m}^2$

(Condizioni Elementari CDC 5)

### 8.3.5 Carichi mobili verticali sulla soletta superiore

Con riferimento alle norme vigenti (vedi paragrafo 5.2.2.3 del D.M. 14-01-2008), detta  $L_d$  la *larghezza di diffusione del carico trasversale* dalla rotaia alla quota del piano medio della soletta di copertura, assumendo che detta diffusione avvenga con rapporto 4/1 lungo il ballast ed il terrapieno e 1/1 lungo le strutture in c.a., si ottiene, considerando 2,60 m la larghezza della traversina:

$$L_d = 2,60 + 2 * (1,00 - 0,35) / 4 + 2 * 0,60 / 2 = 3,525 \text{ m}$$

*Incremento dinamico per linee con ridotto standard manutentivo*

$L_\phi$  = lunghezza caratteristica in metri, valutata come:

- i) per sottovia di altezza libera  $\leq 5,0$  m e luce libera  $\leq 8,0$  m

$$\phi_2 = 1,20 \qquad \phi_3 = 1,35$$

- ii) per sottovia di altezza libera  $> 5,0$  m e luce libera  $> 8,0$  m

$$L_\phi = k \cdot L_m$$

$$n = 2 - 3 - 4 - \geq 5$$

$$k = 1,2 - 1,3 - 1,4 - 1,5$$

$$L_m = 1/n (L_1 + L_2 + \dots + L_n)$$

In questa situazione il coefficiente  $\phi$  va ridotto di 0,9.

Nel caso di luce singola si considera la situazione di trave continua a tre luci. Ne deriva che  $k=1,3$ .

- iii) per scatolari con altezza di copertura  $h > 1,0$  m

$$\phi_{rid} = \phi - \frac{h - 1,00}{10} \geq 1,0$$

con  $h$  (in metri) l'altezza della copertura dall'estradosso della struttura alla faccia superiore delle traverse.

- iv) Per  $h > 2,50$  m  $\phi = 1,0$ .

$$L_\phi = 1,3 \cdot (2 \cdot 7,75 + 10,53) / 3 = 11,28 \text{ m}$$

$$\phi_3 = 0,9 \cdot [2,16 / (\sqrt{L_\phi} - 0,2) + 0,73] = 1,27$$

**Treno LM71**

Il treno LM71 è schematizzato da quattro assi da 250 kN su una lunghezza di 6,4m e da un carico distribuito di 80 kN/m in entrambe le direzioni per una lunghezza illimitata.

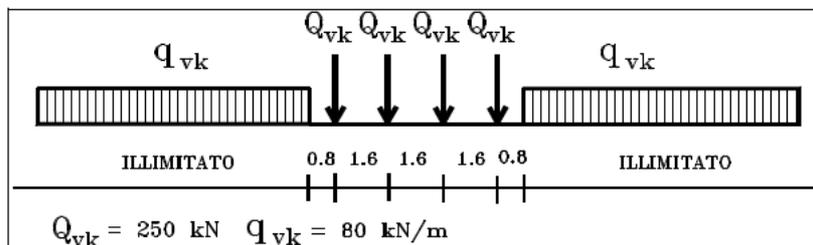


Figura 4 – Treno di carico LM71

Tutti i valori dei carichi suddetti dovranno essere moltiplicati per un coefficiente di adattamento " $\alpha$ " (Tabella), variabile in ragione della tipologia dell'infrastruttura (ferrovie ordinarie, ferrovie leggere, metropolitane, ecc.).

Modello di carico	Coefficiente "α"	
	Ponti cat. "A"	Ponti cat. "B"
LM71	1,1	0,83
SW/0	1,1	0,83
SW/2	1,0	0,83

Tabella 1 – Coefficiente di adattamento "α" in funzione del modello e della categoria del ponte (p.to 1.4.1.1 delle Istruzioni FF.SS. n°IG.ST/970012/F)

Il tombino in oggetto, si considera la colonna relativa ai ponti di categoria "A".

Il carico equivalente distribuito relativo ai quattro assi vale:

$$q_{\text{equi}} = 250 * 4 / 6,4 = 156,25 \text{ kN/m}$$

avremo quindi

- in corrispondenza dei quattro assi da 250kN

$$q_1 = q_{\text{equi}} * \alpha * \phi_3 / L_d = 156,25 * 1,1 * 1,27 / 3,525 = \mathbf{61,92 \text{ kN/m}^2}$$

- in corrispondenza del carico  $q=80\text{kN/m}$

$$q_2 = q * \alpha * \phi_3 / L_d = 80 * 1,1 * 1,27 / 3,525 = \mathbf{31,70 \text{ kN/m}^2}$$

I carichi assiali del treno LM71 saranno dislocati a cavallo dell'asse di mezzeria della soletta superiore per cogliere il valore del massimo momento in campata (CDC 6); ubicandoli, invece, in adiacenza al piedritto di destra, si coglierà il valore del massimo taglio (CDC 7).

### Treno SW

Viene schematizzato da un carico uniformemente ripartito (CDC 8)

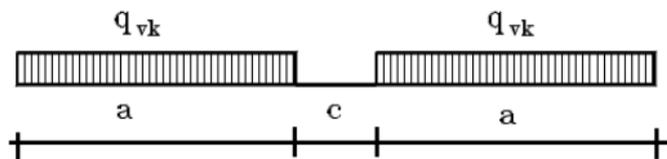


Figura 5 – Treno di carico SW

Tale carico schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico ferroviario pesante.

L'articolazione del carico è mostrata in Figura 2 e, per tale modello di carico, sono considerate due distinte configurazioni denominate SW/0 ed SW/2 (l'SW/0 va considerato solo per travi continue qualora più sfavorevole dell'LM71).

Treno di Carico	$q_{vk}$ [kN/m]	a [m]	c [m]
SW/0	133	15,0	5,3

<b>SW/2</b>	150	25,0	7,0
-------------	-----	------	-----

Tabella 2: Caratteristiche Treni di Carico SW

Per i manufatti scatolari in oggetto non si prende in considerazione il treno SW/0.

$$q_{vk} = 150 \text{ kN/m}$$

quindi

$$q = q_{vk} \cdot \phi_3 / L_d = 150 \cdot 1,27 / 3,525 = \mathbf{54,04 \text{ kN/m}^2}$$

Tali carichi vengono considerati nella Condizione Elementare CDC 8.

### 8.3.6 Spinta del sovraccarico sul rilevato

Considerando il carico distribuito equivalente da 80kN/m del treno LM71 si ottiene:

$$p_1 = q / L_d \cdot K_S = 80 / 3,525 \cdot 0,470 = \mathbf{10,66 \text{ kN/m}^2}$$

Per il treno SW/2 si ottiene:

$$p_2 = q_{vk} / L_d \cdot K_S = 150 / 3,525 \cdot 0,470 = \mathbf{20,00 \text{ kN/m}^2}$$

Nel modello di calcolo si considera, a favore di sicurezza, sempre la spinta del sovraccarico dovuta al treno SW/2.

Tali spinte vengono considerate nelle seguenti Condizioni Elementari:

- |                                  |          |
|----------------------------------|----------|
| a) agenti sul piedritto sinistro | (CDC 9)  |
| b) agenti sul piedritto destro   | (CDC 10) |
| c) agenti su ambo i piedritti    | (CDC 11) |

### 8.3.7 Frenatura

Le forze di frenatura e di avviamento agiscono sulla sommità del binario nella direzione longitudinale dello stesso.

In accordo con il § 5.2.2.4.3 del D.M. 14-01-2008 i valori caratteristici da considerare sono questi:

$$Q_{la,k} = 33[\text{kN/m}] \times L [\text{m}] \leq 1000 \text{ kN} \quad \text{avviamento per modelli di carico LM71, SW/0 e SW/2}$$

$$Q_{lb,k} = 20[\text{kN/m}] \times L [\text{m}] \leq 6000 \text{ kN} \quad \text{frenatura per modelli di carico LM71 e SW/0}$$

$$Q_{lb,k} = 35[\text{kN/m}] \times L [\text{m}] \quad \text{frenatura per modello di carico SW/2}$$

Si considera il valore relativo alla frenatura per il modello di carico SW/2.

Le azioni orizzontali uniformemente distribuite sulla soletta superiore (semilarghezza piattaforma ferroviaria) risultano:

*Treno SW/2 - frenatura*

$$Q_l = (35,0 \cdot 3,525) \cdot 3,525 = 35 \text{ kN}$$

Tale carico viene considerato nelle seguenti Condizioni Elementari:

- a) agente verso sinistra (CDC 12)  
 b) agente verso destra (CDC 13)

### 8.3.8 Azioni termiche

In accordo con il § 3.5 del D.M. 14-01-2008 sono stati considerati gli effetti dovuti alle variazioni termiche. In particolare, è stata considerata una variazione termica uniforme di  $\pm 15^\circ\text{C}$  sulla soletta superiore (CDC 14) ed un salto termico di  $5^\circ\text{C}$ , analizzando i due casi di intradosso più caldo dell'estradosso e viceversa, con andamento lineare nello spessore della soletta superiore (CDC 15-16).

Per il coefficiente di dilatazione termica si assume:

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

### 8.3.9 Azioni sismica

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

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

$$F_h = P \cdot k_h$$

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

$$\text{(SLV)} \quad k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g} = 0,330 \quad k_v = \pm 0,5 \cdot k_h = 0,165$$

P = peso proprio;

k = coefficienti sismici;

Si può ritenere che la struttura debba mantenere sotto l'azione sismica un comportamento elastico, assimilando l'opera scatolare alla categoria delle spalle da ponte e rientrando così tra le opere che si muovono con il terreno; queste categorie di opere non subiscono le amplificazioni dell'accelerazione del suolo.

Per tener conto dell'incremento di spinta del terreno dovuta al sisma si fa riferimento all'EC8, in cui l'incremento di spinta sismica  $\Delta P$  per la condizione a riposo viene valutato:

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

Ai fini delle azioni verticali

- sulla soletta superiore si ha:  
 $P \cdot k_v = 42,40 \cdot 0,165 = 7,00 \text{ kN/m}$
- sui piedritti si ha:  
 $P \cdot k_v = 25 \cdot 0,165 = 4,125 \text{ kN/m}$

Ai fini delle azioni orizzontali :

- Spinta inerziale sulla soletta superiore:  
 $P \cdot k_n = 42,40 \cdot 0,330 = \mathbf{14,00}$  kN/m
- Spinta inerziale sui piedritti:  
 $P \cdot k_n = 25 \cdot 0,330 = \mathbf{8,25}$  kN/m
- Sovrappinta sismica :  
 $S \cdot a_g / g \cdot \gamma \cdot h_{tot} = 0,330 \cdot 20 \cdot 7,75 = \mathbf{51,15}$  kN/m

Tali carichi vengono considerate nelle seguenti Condizioni Elementari:

- a) azioni sismiche orizzontali (CDC 17)
- b) azioni sismiche verticali (CDC 18)

## 8.4 Calcolo delle sollecitazioni

Le condizioni elementari di carico considerate sono di seguito riassunte:

CDC	Tipo	Descrizione
1	Gk	Peso proprio della struttura e carichi permanenti portati
2	Gk	Spinta attiva delle terre
3	Gk	Spinta attiva e a riposo delle terre
4	Gk	Spinta idrostatica
5	Qk	Carichi mobili verticali sulla soletta inferiore
6	Qk	LM71 centrato
7	Qk	LM71 a filo piedritto
8	Qk	SW/2
9	Qk	Spinta sovraccarico accidentale sul piedritto sinistro
10	Qk	Spinta sovraccarico accidentale sul piedritto destro
11	Qk	Spinta sovraccarico accidentale su ambo i piedritti
12	Qk	Frenatura sinistra
13	Qk	Frenatura destra
14	Qk	Variazione termica uniforme
15	Qk	Variazione termica a farfalla (estradosso più caldo)
16	Qk	Variazione termica a farfalla (intradosso più caldo)
17	Qk	Sisma orizzontale
18	Qk	Sisma verticale

Tabella 3: condizioni elementari

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

Classificazione delle azioni agenti sulla struttura.

<b>a</b>	P.P. + PERMANENTI PORTATI
<b>b</b>	SPINTE
<b>c</b>	ACCIDENTALI VERTICALI SU OPERA
<b>d</b>	ACCIDENTALI VERT. SU TERRAPIENO
<b>e</b>	FRENATURA
<b>f</b>	FORZA CENTRIFUGA
<b>g</b>	VENTO

<b>h</b>	ACCIDENTALI SU SOLETTA INFERIORE
<b>i</b>	ACCIDENTALI DIVERSI
<b>j</b>	AZIONI SISMICHE ORIZZONTALI
<b>k</b>	AZIONI SISMICHE VERTICALI
<b>l</b>	VARIAZIONI TERMICHE / RITIRO: (num. variabile; viene considerata solo la peggiore col suo segno più gravoso)

Tabella 4: azioni agenti

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

ferroviari		PERMANENTI +PORTATI+ BALLAST CON COEFF. 1,5:	SPINTE	ACCIDENTALI VERTICALI SU OPERA:	ACCIDENTALI VERT. SU TERRAPIENO:	FREMATURA:	FORZA CENTRIFUGA:	VENTO:	ACCIDENTALI SU SOLETTA INFERIORE:	ACCIDENTALI DIVERSI:	AZIONI SISMICHE ORIZZONTALI	AZIONI SISMICHE VERTICALI	VARIAZIONI TERMICHE/RITIRO	RITIRO
		a	b	c	d	e	f	g	h	i	j	k	l	l
SLU.1	gr1a	1 - 1.35	1 - 1.35	1.450	1.450	0.000	0.000	0.900	1.200	1.200	0.000	0.000	0.900	0 - 1.20
SLU.2	gr1b	1 - 1.35	1 - 1.35	1.450	1.450	0.580	1.160	0.900	1.200	1.200	0.000	0.000	0.900	0 - 1.20
SLU.3	gr3a	1 - 1.35	1 - 1.35	0.580	0.580	1.450	0.000	0.900	1.200	1.200	0.000	0.000	0.900	0 - 1.20
SLU.4	gr3b	1 - 1.35	1 - 1.35	1.160	1.160	1.450	0.580	0.900	1.200	1.200	0.000	0.000	0.900	0 - 1.20
SISMA	SIS	1.000	1.000	0.200	0.200	0.200	0.200	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000	0 - 1.00
SLE	FR1(gr4)	1.000	1.000	0.600	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.500	0 - 1.00
	FR2(gr4)	1.000	1.000	0.600	0.600	0.600	0.600	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.500	0 - 1.00
	QP(gr4)	1.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.500	0 - 1.00
	RAR	1.000	1.000	1.000	1.000	0.800	0.800	0.600	0.800	0.000	0.000	0.000	0.600	0 - 1.00

Tabella 5: coefficienti di combinazione

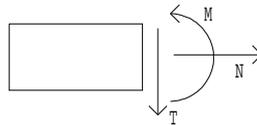
I valori numerici riportati nelle colonne della tabella precedente indicano il coefficiente moltiplicativo con il quale la Combinazione Elementare è considerata. Tali valori sono il risultato dei prodotti tra coefficienti parziali operanti sulle azioni, così come precedentemente esposto e riassunto nella seguente tabella:

ferroviari		PERMANENTI +PORTATI+ BALLAST CON COEFF. 1,5:	SPINTE	ACCIDENTALI VERTICALI SU OPERA:	ACCIDENTALI VERT. SU TERRAPIENO:	FREMATURA:	FORZA CENTRIFUGA:	VENTO:	ACCIDENTALI SU SOLETTA INFERIORE:	ACCIDENTALI DIVERSI:	AZIONI SISMICHE ORIZZONTALI	AZIONI SISMICHE VERTICALI	VARIAZIONI TERMICHE/RITIRO	RITIRO
		a	b	c	d	e	f	g	h	i	j	k	l	l
SLU.1	gr1a	1 - 1.35	1 - 1.35	1*1.45	1*1.45	0.000	0.000	1.5*0.6	1.5*0.8	1.5*0.8	0.000	0.000	1.5*0.6	0 - 1.20
SLU.2	gr1b	1 - 1.35	1 - 1.35	1*1.45	1*1.45	0.5*1.45*0.8	1*1.45*0.8	1.5*0.6	1.5*0.8	1.5*0.8	0.000	0.000	1.5*0.6	0 - 1.20
SLU.3	gr3a	1 - 1.35	1 - 1.35	0.5*1.45*0.8	0.5*1.45*0.8	1*1.45	0.000	1.5*0.6	1.5*0.8	1.5*0.8	0.000	0.000	1.5*0.6	0 - 1.20
SLU.4	gr3b	1 - 1.35	1 - 1.35	1*1.45*0.8	1*1.45*0.8	1*1.45	0.5*1.45*0.8	1.5*0.6	1.5*0.8	1.5*0.8	0.000	0.000	1.5*0.6	0 - 1.20
SISMA	SIS	1.000	1.000	0.200	0.200	0.200	0.200	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000	0 - 1.00
SLE	FR1(gr4)	1.000	1.000	0.600	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.500	0 - 1.00
	FR2(gr4)	1.000	1.000	0.600	0.600	0.600	0.600	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.500	0 - 1.00
	QP(gr4)	1.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.500	0 - 1.00
	RAR	1.000	1.000	1.000	1.000	0.800	0.800	0.600	0.800	0.000	0.000	0.000	0.600	0 - 1.00

Tabella 6: coefficienti parziali

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

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



Nelle verifiche di seguito riportate le combinazioni di calcolo considerate sono le seguenti:

COMUNE DI REGGIO EMILIA

PROLUNGAMENTO DELLA S.S. N°9 "TANGENZIALE NORD DI REGGIO EMILIA"

NEL TRATTO DA SAN PROSPERO STRINATI A CORTE TEGGE

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE DI CALCOLO-ST04

	DEAD	CDC1 CARICHI PORTATI	CDC2 RIPOSO	CDC3 RIPOSO/ATTIVO	CDC4 ACQUA	CDC5 MOB. VERTICALI	CDC6 LM71 CENTRATO	CDC7 LM71 FILO	CDC8 SW/2	CDC9 SOVRACCARICO SX	CDC10 SOVRACCARICO DX	CDC11 SOVRACCARICO	CDC12 FRENATURA SX	CDC13 FRENATURA DX	CDC14 TERM. UNI.	CDC15 TERM. +5	CDC16 TERM. -5	CDC17 SIS ORIZZ.	CDC18 SIS VERT.
SS STR	1.35	1.35	0	0	0	0	1.45	0	0	0	0	0	0	0	0	0.9	0	0	0
SS RARA	1	1	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0.6	0	0	0
SS FR	1	1	0	0	0	0	0.8	0	0	0	0	0	0	0	0	0.5	0	0	0
SS QP	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.5	0	0	0
SS SIS	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.5	0	0	1
SI STR	1.35	1.35	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.5	0	0	0	0
SI RARA	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0
SI FR	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.6	0	0	0	0
SI QP	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.5	0	0	0	0
SI SIS	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.5	0	0	0	1
PI STR	1.35	0	0	1.35	1.35	0	0	0	0	0	0	1.45	0	0	0	0	0.9	0	0
PI RARA	1	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0.6	0	0
PI FR	1	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0.8	0	0	0	0	0.5	0	0
PI QP	1	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.5	0	0
PI SIS	1	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.5	1	0
SS-PI STR	1.35	1.35	0	1.35	1.35	0	0	1.16	0	0	1.16	0	1.45	0	0.9	0	0	0	0
SS-PI RARA	1	1	0	1	1	0	0	0.8	0	0	0.8	0	1	0	0.6	0	0	0	0
SS-PI FR	1	1	0	1	1	0	0	0.5	0	0	0.5	0	0.5	0	0.5	0	0	0	0
SS-PI QP	1	1	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.5	0	0	0	0
SS-PI SIS	1	1	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.5	0	0	0	1
SI-PI STR	1.35	1.35	0	1.35	1.35	0	0	1.2	0	0	1.2	0	0	1.45	0	0.9	0	0	0
SI-PI RARA	1	1	0	1	1	0	0	0.8	0	0	0.8	0	0	1	0	0.6	0	0	0
SI-PI FR	1	1	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0.5	0	0.5	0	0	0
SI-PI QP	1	1	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.5	0	0	0
SI-PI SIS	1	1	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.5	0	1	0
PI-SS STR	1.35	1.35	0	1.35	1.35	0	0	0	0	0	0	1.16	0	1.45	0	0.9	0	0	0
PI-SS RARA	1	1	0	1	1	0	0	0	0	0	0.8	0	1	0	0.6	0	0	0	0
PI-SS FR	1	1	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0.5	0	0.5	0	0	0	0
PI-SS QP	1	1	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.5	0	0	0	0
PI-SS SIS	1	1	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.5	0	0	0	1
PI-SI STR	1.35	1.35	0	1.35	1.35	0	0	0	0	0	1.16	0	0	1.45	0	0.9	0	0	0
PI-SI RARA	1	1	0	1	1	0	0	0	0	0.8	0	0	0	1	0	0.6	0	0	0
PI-SI FR	1	1	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0.5	0	0.5	0	0	0
PI-SI QP	1	1	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.5	0	0	0
PI-SI SIS	1	1	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.5	0	0	1

Tabella 7: combinazioni

### 8.4.1 Schemi di carico

SCHEMA DELLA COMBINAZIONE DI CARICO CDC 1

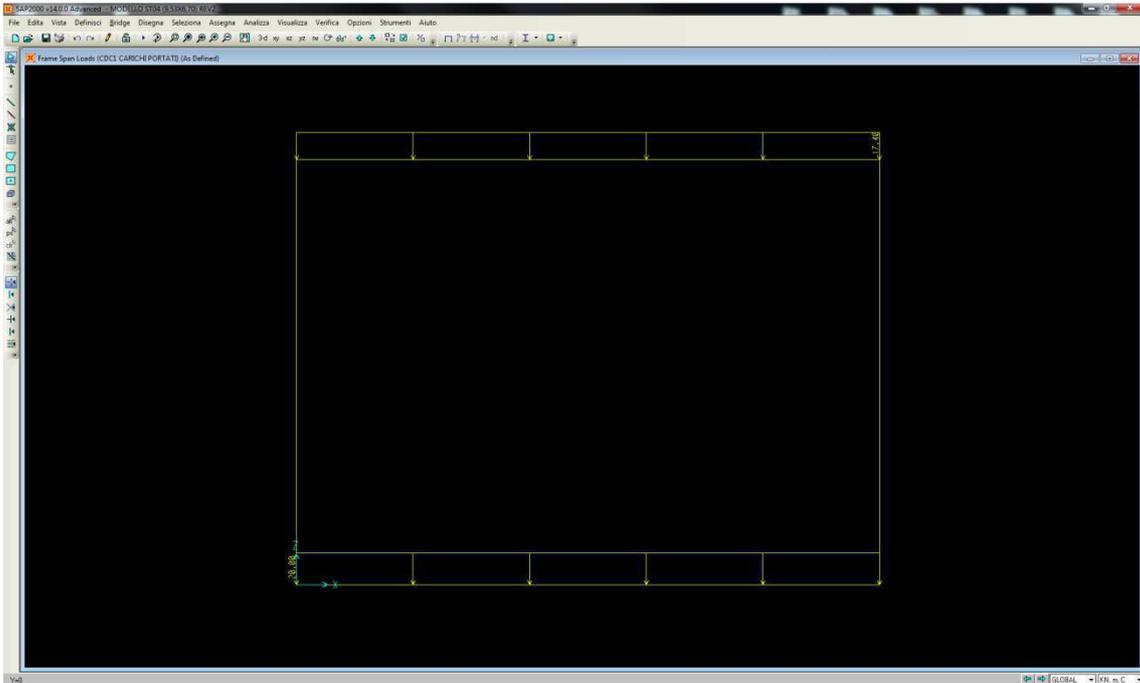


Figura 6 – CARICHI PERMANENTI PORTATI

SCHEMA DELLA COMBINAZIONE DI CARICO CDC 2

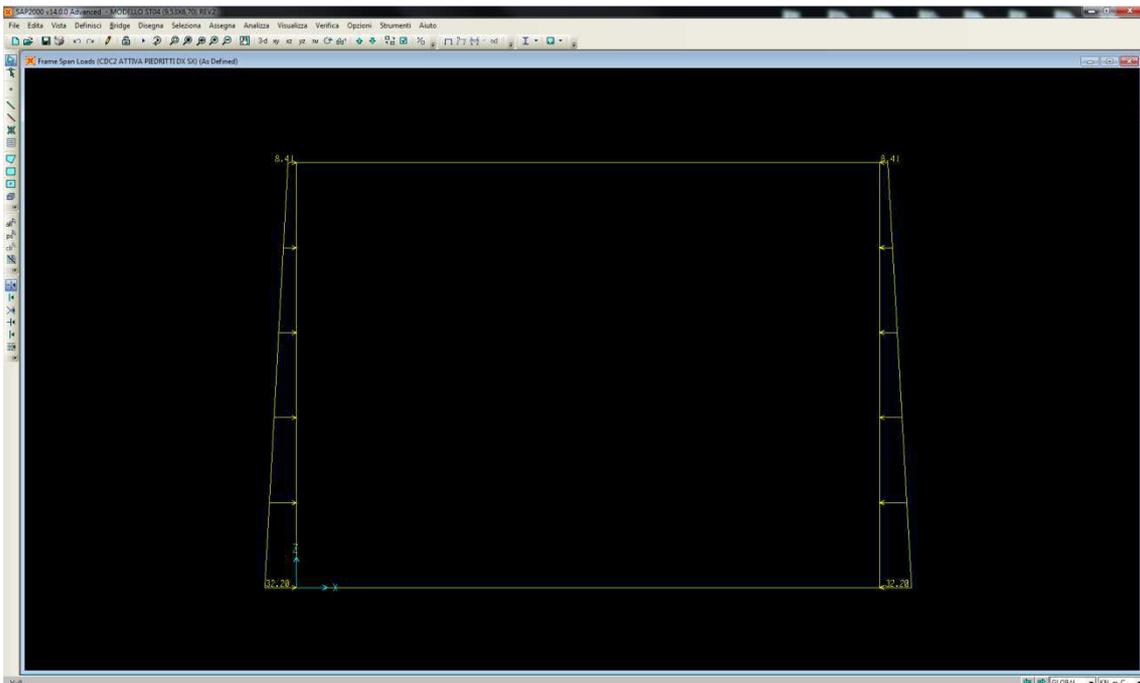


Figura 7 – SPINTA DELLE TERRE attiva su entrambi i piedritti

**SCHEMA DELLA COMBINAZIONE DI CARICO CDC 3**

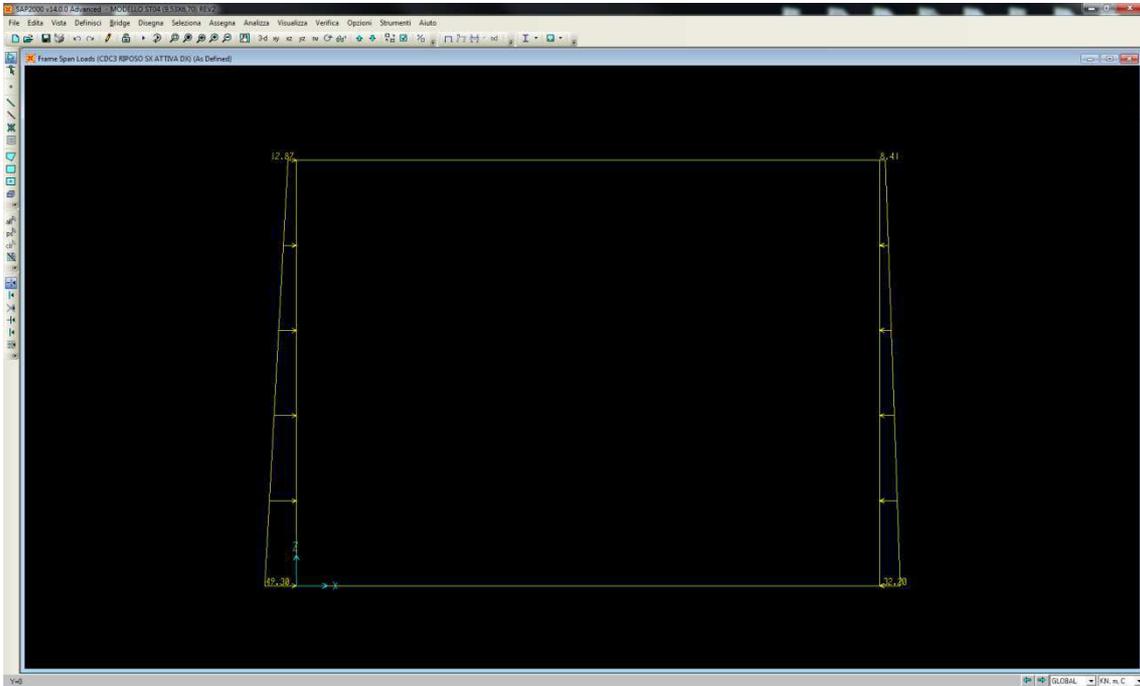


Figura 8 – SPINTA DELLE TERRE a riposo sul piedritto sx e attiva sul piedritto dx

**SCHEMA DELLA COMBINAZIONE DI CARICO CDC 4**

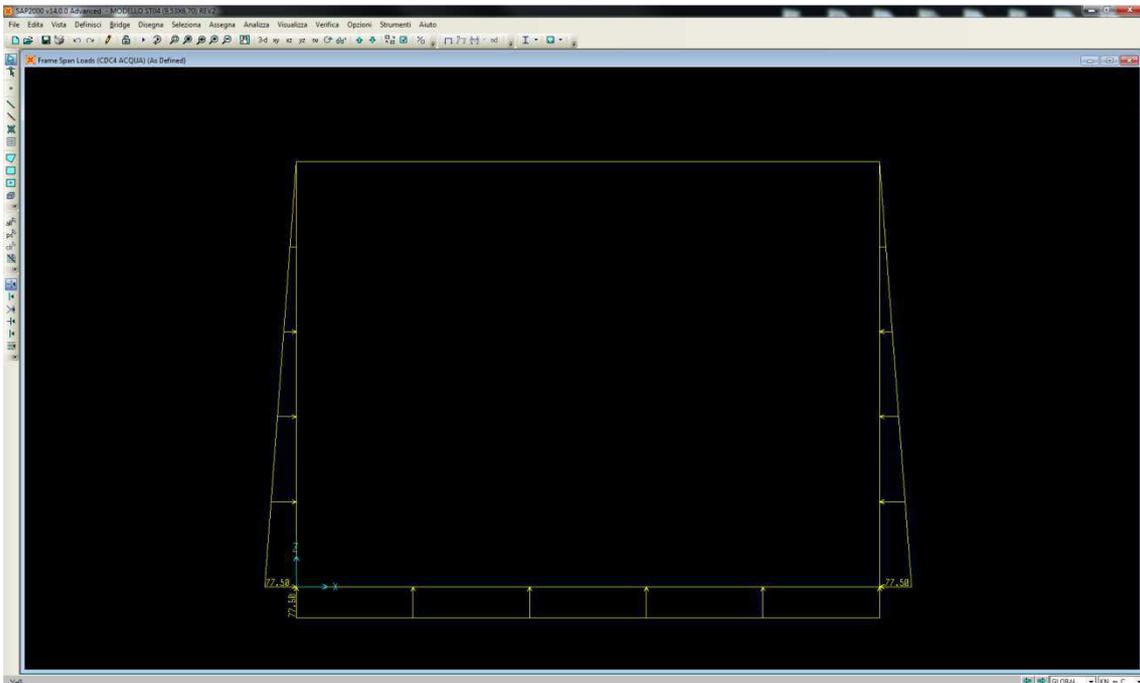


Figura 9 – SPINTA DELL'ACQUA

**SCHEMA DELLA COMBINAZIONE DI CARICO CDC 5**

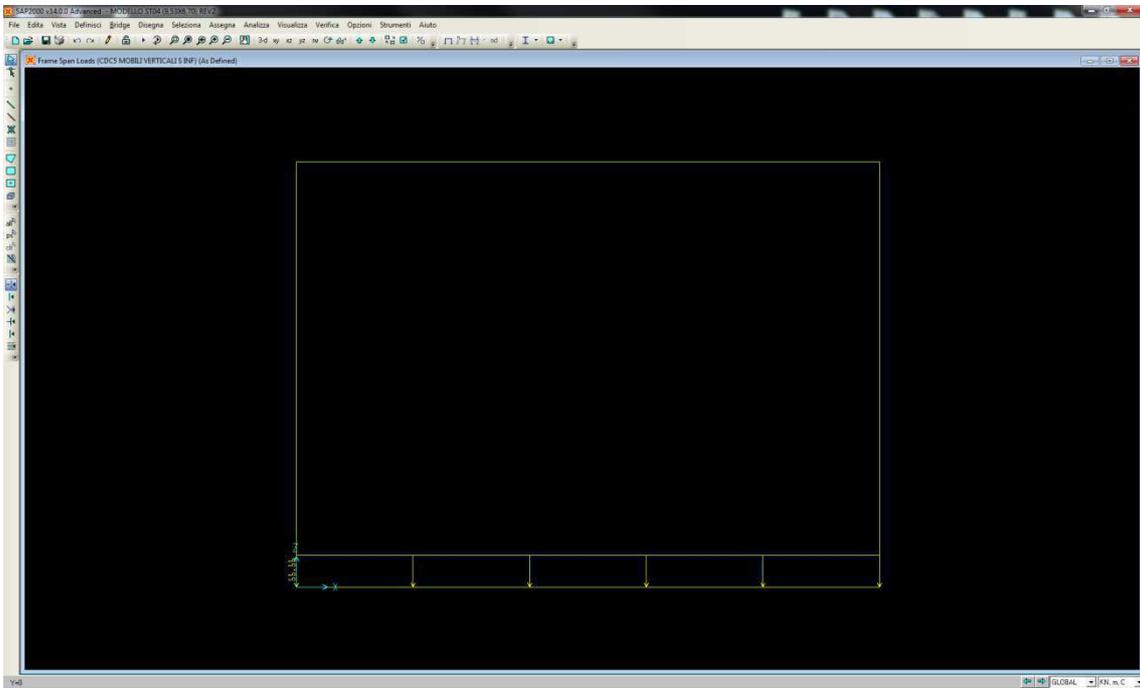


Figura 10 – CARICHI MOBILI SULLA SOLETTA INFERIORE

**SCHEMA DELLA COMBINAZIONE DI CARICO CDC 6**

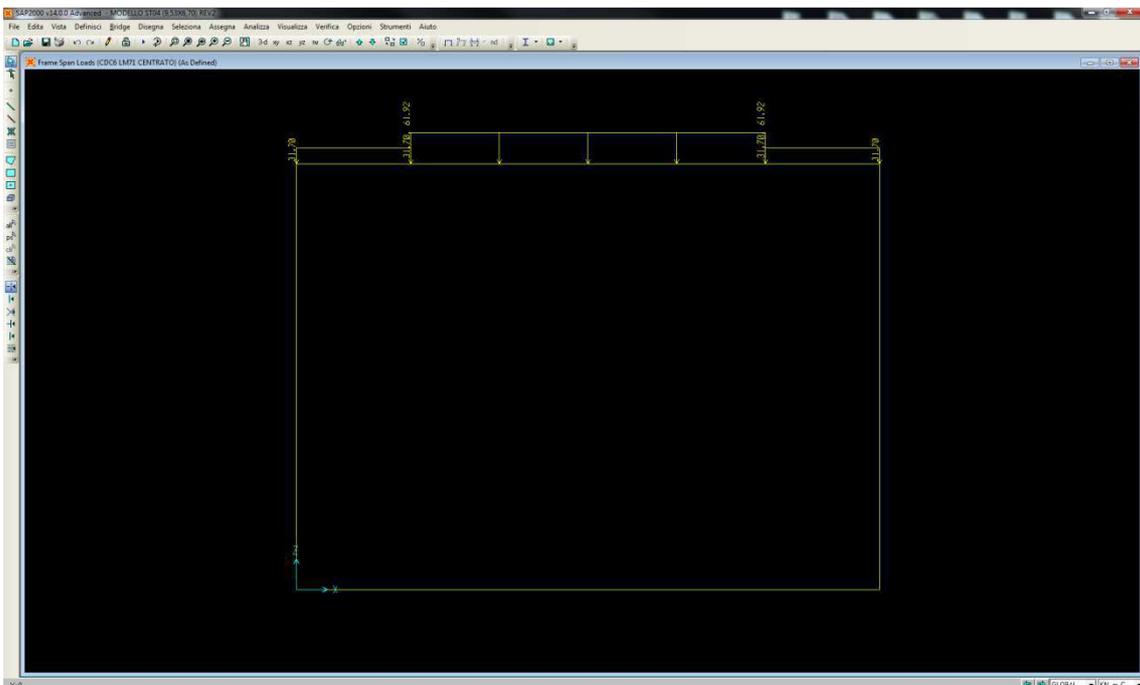


Figura 11 – LM71 CENTRATO

SCHEMA DELLA COMBINAZIONE DI CARICO CDC 7

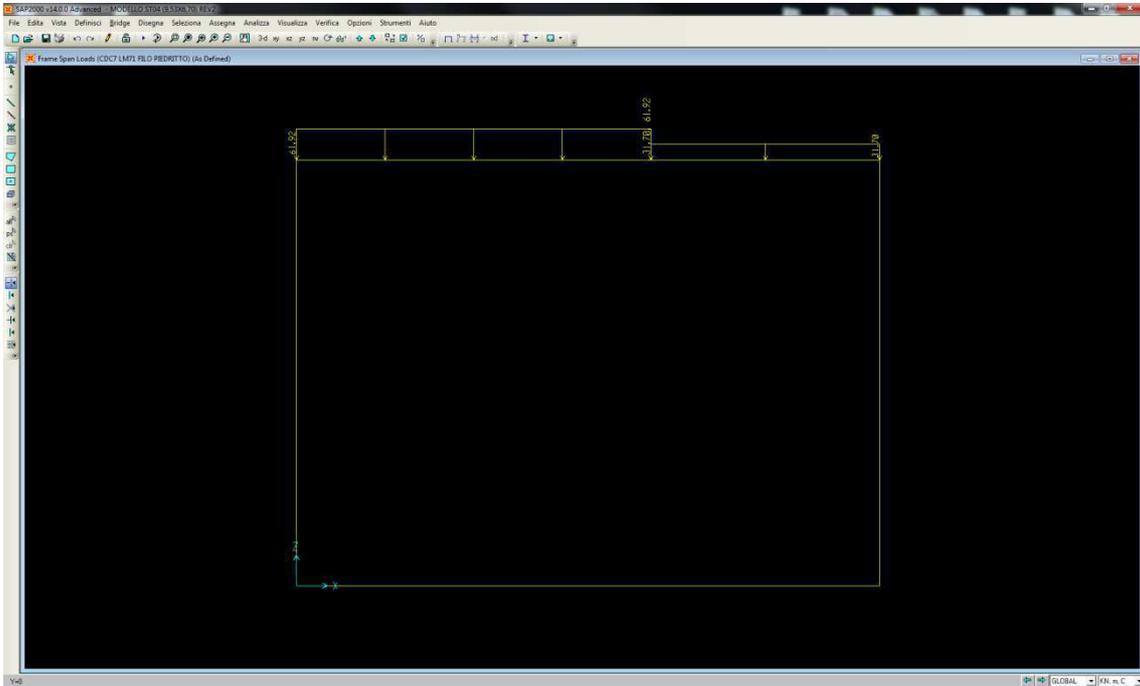


Figura 12 – LM71 a filo piedritto

SCHEMA DELLA COMBINAZIONE DI CARICO CDC 8

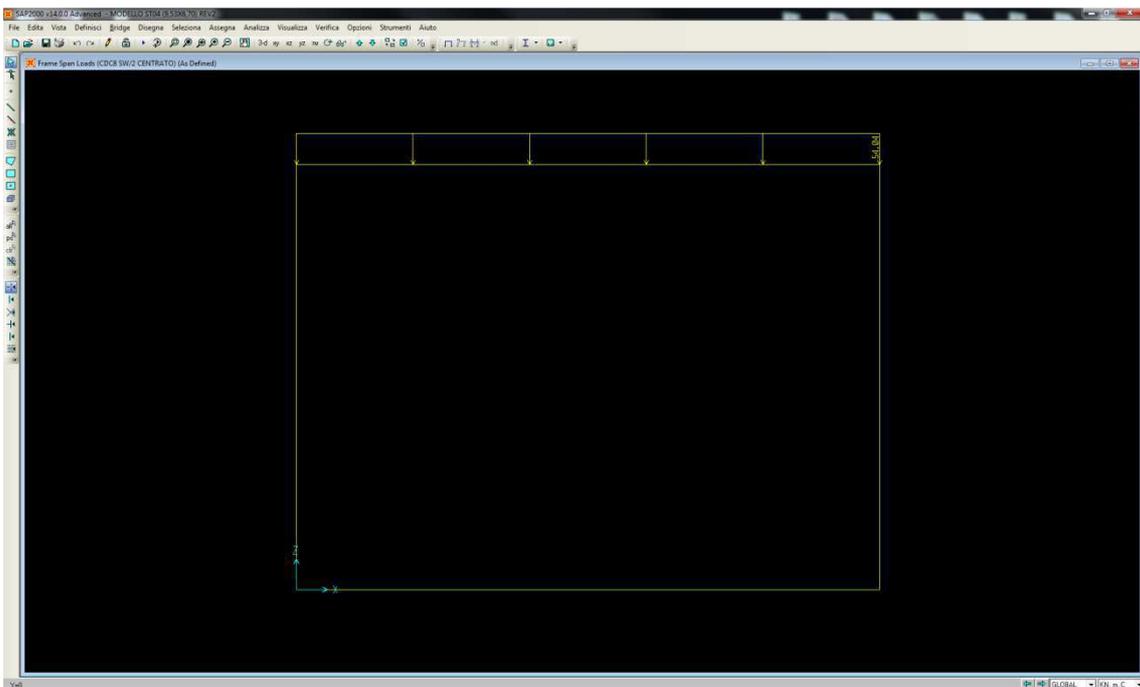
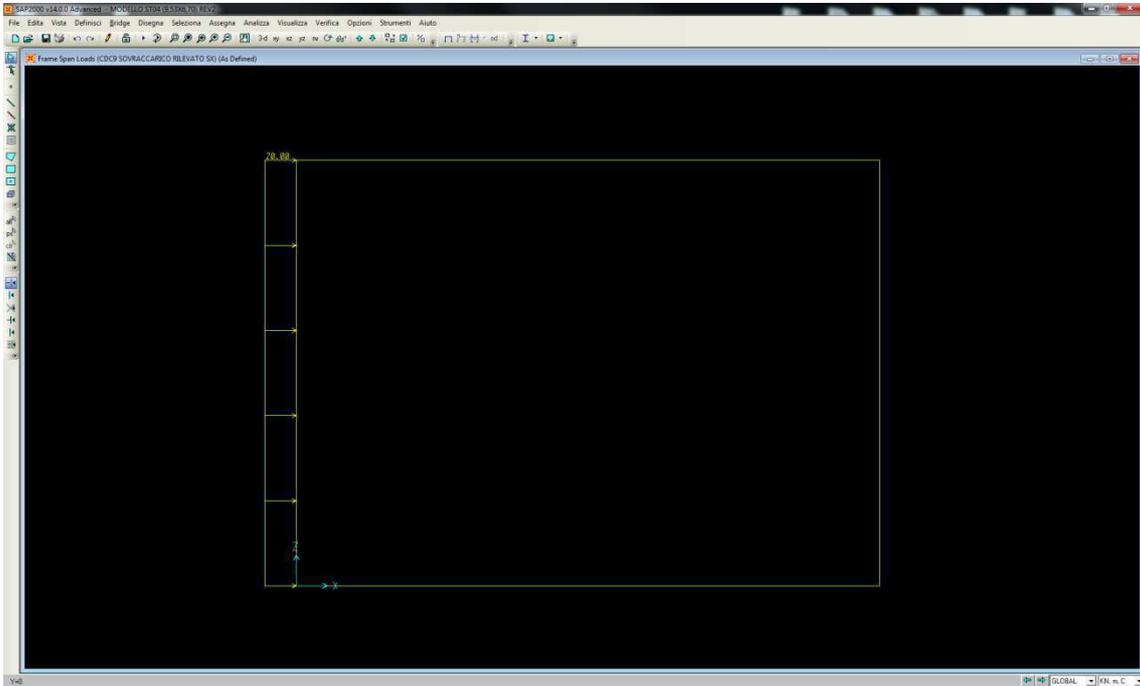


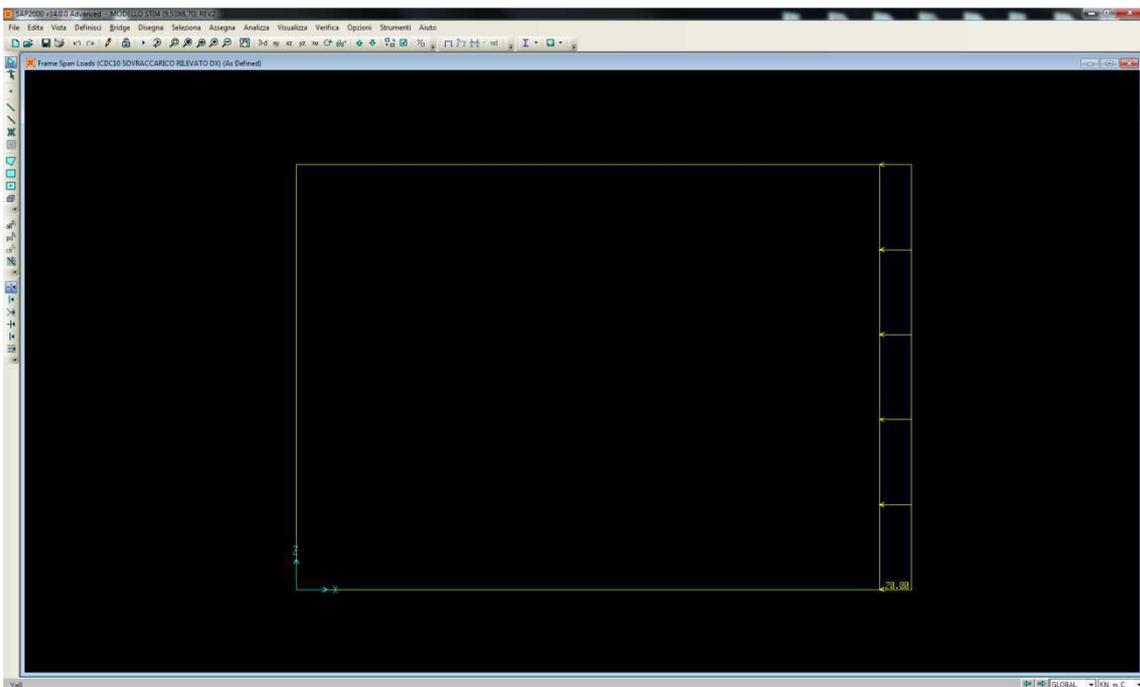
Figura 13 – SW/2

**SCHEMA DELLA COMBINAZIONE DI CARICO CDC 9**



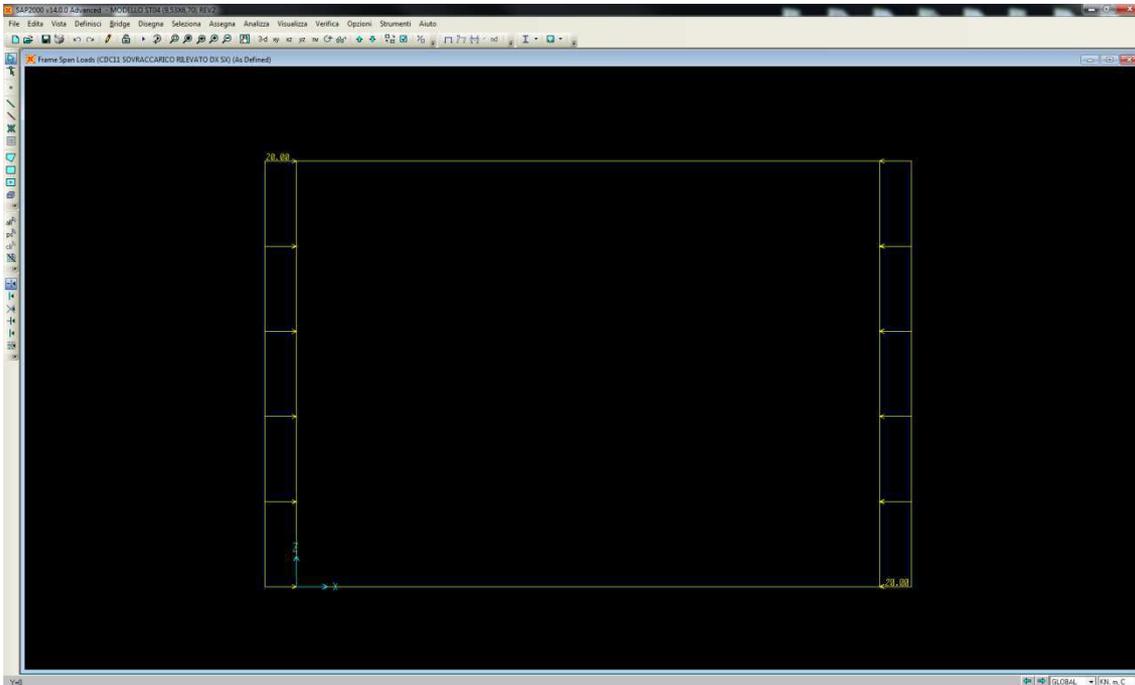
*Figura 14 – SPINTA SOVRACCARICO ACCIDENTALE SUL PIEDRITTO SINISTRO*

**SCHEMA DELLA COMBINAZIONE DI CARICO CDC 10**



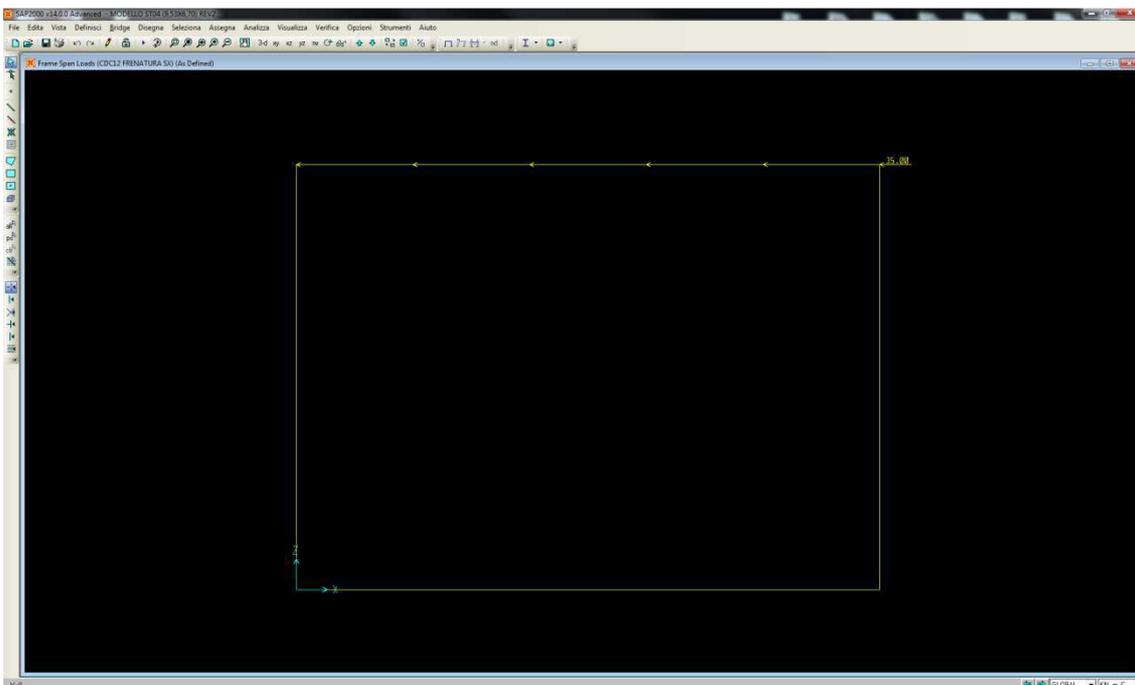
*Figura 15 – SPINTA SOVRACCARICO ACCIDENTALE SUL PIEDRITTO DESTRO*

**SCHEMA DELLA COMBINAZIONE DI CARICO CDC 11**



*Figura 16 – SPINTA SOVRACCARICO ACCIDENTALE SU AMBO I PIEDRITTI*

**SCHEMA DELLA COMBINAZIONE DI CARICO CDC 12**



*Figura 17 – FRENATURA SINISTRA*

SCHEMA DELLA COMBINAZIONE DI CARICO CDC 13

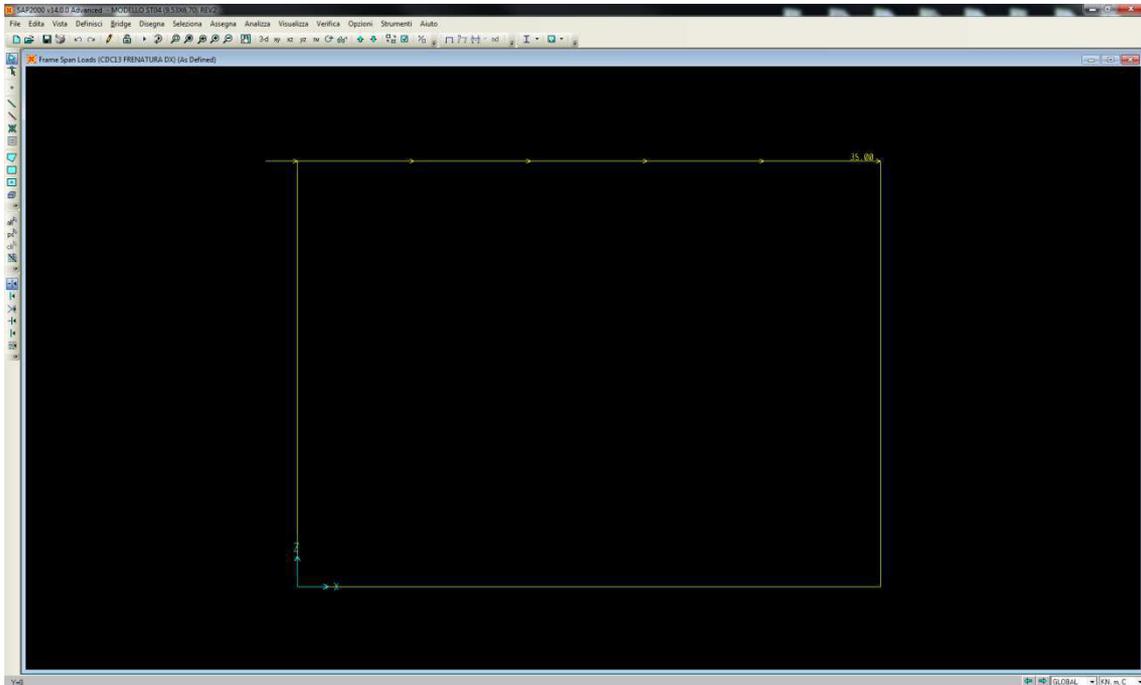


Figura 18 – FRENATURA DESTRA

SCHEMA DELLA COMBINAZIONE DI CARICO CDC 17

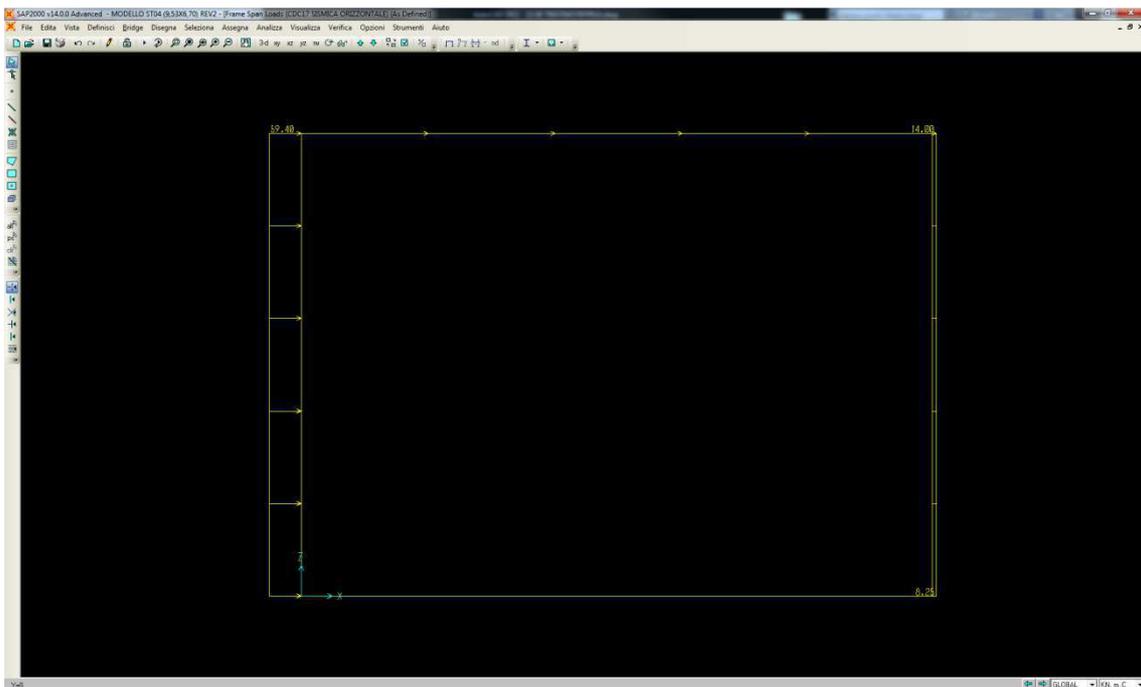


Figura 19 – SISMA ORIZZONTALE

**SCHEMA DELLA COMBINAZIONE DI CARICO CDC 18**

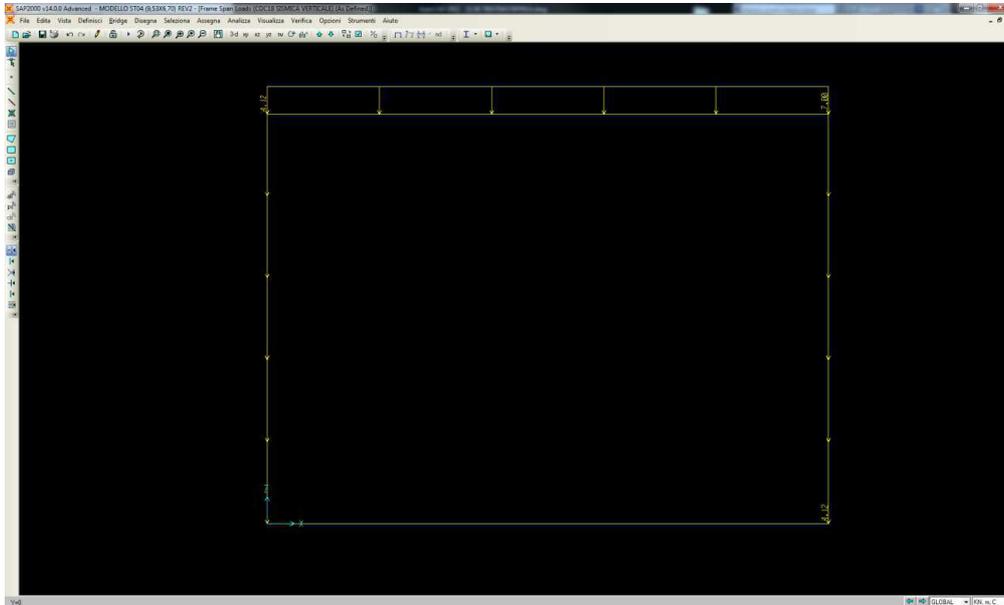


Figura 20 – SISMA VERTICALE

**8.4.2 VERIFICHE A SLU E SLE**

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

Le verifiche a flessione sono effettuate rispettivamente:

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

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

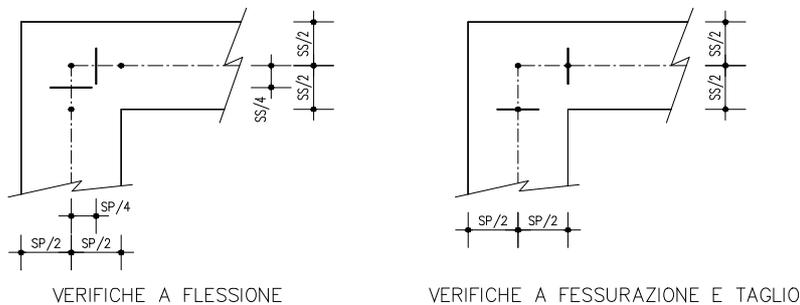


Figura 21 – Sezioni di riferimento per le verifiche

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

Le verifiche a fessurazione sono state condotte considerando:

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

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

b.1) combinazione di carico Frequante:

$$w_k \leq w_2 = 0,30 \text{ mm}$$

b.2) combinazione di carico quasi permanente:

$$w_k \leq w_1 = 0,20 \text{ mm}$$

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

b.1) combinazione di carico Frequante:

$$w_k \leq w_3 = 0,40 \text{ mm}$$

b.2) combinazione di carico quasi permanente:

$$w_k \leq w_2 = 0,30 \text{ mm}$$

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

- per la condizione QP si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a  $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$ ;
- per la condizione rara si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a  $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$ , mentre quelle dell'acciaio  $\sigma_s < 0.80 f_{yk}$

A favore di sicurezza si trascura il contributo dello sforzo normale nelle verifiche delle sezioni di mezzeria delle solette orizzontali.

### 8.4.3 Soletta superiore

#### 8.4.3.1 Attacco piedritto

Le sollecitazioni per la sezione considerata sono:

COMB	M (kNm)	N (kN)	T (kN)
STR	-1310	-667	706
RARA	-922	-469	-
FR	-622	-306	-
QP	-296	-167	-
SIS	-315	-332	-

Si prevede un'armatura a flessione pari a:

$\phi 24$  passo 10 cm a 6,6 cm da intradosso sezione (compressa)

$\phi 24$  passo 10 cm a 6,6 cm da estradosso sezione (tesa)

Si prevede un'armatura a taglio pari a:

staffe  $\phi 12$  passo 25 cm trasversale e passo 40 cm longitudinale

#### METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [daN] (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse x baricentrico
N ult	Sforzo normale ultimo [daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx ult	Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult,Mx ult) e (N,Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta $\geq 1.000$
Yneutro	Ordinata [cm] dell'asse neutro a rottura nel sistema di rif. X,Y,O sez.
Mx sn.	Momento flettente allo snervamento [daNm]
x/d	Rapp. di duttilità a rottura solo se N = 0 (travi)
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]

N° Comb	Ver	N	Mx	N ult	M ult	Mis.Sic.	Yn	M sn	x/d	C.Rid.
1	S	66700	-131000	66697	-194616	1.486	7.1	-183106	---	---

#### METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
ec 3/7	Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
ef min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Yf min	Ordinata in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,O sez.)
ef max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Yf max	Ordinata in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N° Comb	ec max	ec 3/7	Yc max	ef min	Yf min	ef max	Yf max
1	0.00350	-0.01752	0.0	0.00154	4.0	-0.04359	96.0

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI**

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [(daN/cm <sup>2</sup> ]
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [(daN/cm <sup>2</sup> ]
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [daN/cm <sup>2</sup> ]
Yf min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff.	Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff.	Area di congl. [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
Af eff.	Area Barre tese di acciaio [cm <sup>2</sup> ] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)
D barre	Distanza media in cm tra le barre tese efficaci (verifica fess. formule (7.11)(7.14)EC2

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Yf min	Dw Eff.	Ac Eff.	Af Eff.	D barre
1	S	60.1	0.0	0.0	31.5	-1845	4.0	20.8	2080	45.2	10.2

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE**

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sclmax	Massima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm <sup>2</sup> ]
Sclmin	Minima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm <sup>2</sup> ]
Sc Eff	Tensione al limite dello spessore teso efficace nello STATO I [daN/cm <sup>2</sup> ]
K3	Coeff. di normativa = 0,25 (Sclmin + ScEff)/(2 Sclmin)
Beta12	Prodotto dei Coeff. di aderenza Beta1*Beta2
Eps	Deformazione unitaria media tra le fessure
Srm	Distanza media in mm tra le fessure
Ap.fess.	Apertura delle fessure in mm = 1,7*Eps*Srm

N°Comb	Ver	Sclmax	Sclmin	Sc Eff	K3	Beta12	Eps	Srm	Ap.Fess.
1	S	45.3	-37.0	-19.9	0.192	1.00	0.000369	161	0.101

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI**

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Yf min	Dw Eff.	Ac Eff.	Af Eff.	D barre
1	S	40.5	0.0	0.0	31.3	-1254	4.0	20.8	2080	45.2	10.2

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE**

N°Comb	Ver	Sclmax	Sclmin	Sc Eff	K3	Beta12	Eps	Srm	Ap.Fess.
1	S	30.4	-25.1	-13.5	0.192	0.50	0.000251	161	0.069

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI**

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Yf min	Dw Eff.	Ac Eff.	Af Eff.	D barre
1	S	19.5	0.0	0.0	32.4	-577	4.0	20.8	2080	45.2	10.2

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE**

N°Comb	Ver	Sclmax	Sclmin	Sc Eff	K3	Beta12	Eps	Srm	Ap.Fess.
1	S	14.7	-11.7	-6.2	0.191	0.50	0.000115	161	0.032

**Elementi che non richiedono armatura a taglio**

$f_{ck} =$	32	Mpa	
$d =$	850	mm	altezza utile
$A_{sl} =$	4521.6	mm <sup>2</sup>	armatura longitudinale tesa
$b_w =$	1000	mm	larghezza minima della sezione in zona tesa
$A_c =$	850000	mm <sup>2</sup>	area sezione calcestruzzo
$N_{ed} =$	0	kN	forza assiale nella sezione (positive le compressioni)
$C_{rd,c} =$	0.12		
$k_1 =$	0.15		
$k =$	1.4851	≤	2
$\rho_1 =$	0.005319529	≤	0.02
$\sigma_{cp} =$	0.0000	<	3.6267
$v_{min} =$	0.3583		
$V_{Rd,c} =$	389.66	kN	formula estesa
$V_{Rd,c} =$	304.57	kN	valore minimo di resistenza

**Elementi che richiedono armatura a taglio**

precompresso?

no

$\sigma_{cp} =$	-	Mpa	tensione media di compressione nel cls (positiva)
$\alpha =$	90	°	1.57 radianti
$\theta =$	21.8	°	0.38 radianti
$b_w =$	1000	mm	larghezza minima della sezione
$d =$	850	mm	altezza utile
$z =$	765	mm	braccio della coppia interna
$A_{sw} =$	282.6	mm <sup>2</sup>	area sezione trasversale armatura a taglio
$s =$	250	mm	passo staffe
$f_{ywd} =$	391.30	Mpa	tensione di progetto delle armature a taglio
$\alpha_{cw} =$	1.0000		
$v_1 =$	0.5232		
$f_{cd} =$	18.13	Mpa	
$V_{Rd,s} =$	846.02	kN	resistenza lato acciaio
$V_{Rd,max} =$	2502.57	kN	resistenza lato calcestruzzo
0.442	≤	4.74368	verifica di duttilità per rottura lato acciaio

### 8.4.3.2 Mezzeria

Le sollecitazioni per la sezione considerata sono:

COMB	M (kNm)	N (kN)	T (kN)
STR	1237	-	-
RARA	879	-	-
FR	782	-	-
QP	394	-	-
SIS	449	-	-

Si prevede un'armatura a flessione pari a:

$\phi 24$  passo 10 cm a 6,6 cm da estradosso sezione (compressa)

$\phi 24$  passo 10 cm a 6,6 cm da intradosso sezione (tesa)

Si prevede un'armatura a taglio pari a:

non è necessario armatura a taglio

#### METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [daN] (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse x baricentrico
N ult	Sforzo normale ultimo [daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx ult	Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult, Mx ult) e (N, Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta $\geq 1.000$
Yneutro	Ordinata [cm] dell'asse neutro a rottura nel sistema di rif. X, Y, O sez.
Mx sn.	Momento flettente allo snervamento [daNm]
x/d	Rapp. di duttilità a rottura solo se N = 0 (travi)
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]

N° Comb	Ver	N	Mx	N ult	M ult	Mis.Sic.	Yn	M sn	x/d	C.Rid.
1	S	0	123700	23	164231	1.328	94.3	157392	0.06	0.70

#### METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
ec 3/7	Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X, Y, O sez.)
ef min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Yf min	Ordinata in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X, Y, O sez.)
ef max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Yf max	Ordinata in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X, Y, O sez.)

N° Comb	ec max	ec 3/7	Yc max	ef min	Yf min	ef max	Yf max
1	0.00350	-0.02289	100.0	0.00104	96.0	-0.05561	4.0

#### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [(daN/cm <sup>2</sup> ]
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [(daN/cm <sup>2</sup> ]
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [daN/cm <sup>2</sup> ]
Yf min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff.	Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff.	Area di congl. [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
Af eff.	Area Barre tese di acciaio [cm <sup>2</sup> ] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)
D barre	Distanza media in cm tra le barre tese efficaci (verifica fess. formule (7.11)(7.14)EC2

N° Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Yf min	Dw Eff.	Ac Eff.	Af Eff.	D barre
1	S	53.3	100.0	0.0	74.3	-2187	96.0	20.8	2080	45.2	10.2

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE**

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sclmax	Massima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm <sup>2</sup> ]
Sclmin	Minima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm <sup>2</sup> ]
Sc Eff	Tensione al limite dello spessore teso efficace nello STATO I [daN/cm <sup>2</sup> ]
K3	Coeff. di normativa = 0,25 (Sclmin + ScEff)/(2 Sclmin)
Beta12	Prodotto dei Coeff. di aderenza Beta1*Beta2
Eps	Deformazione unitaria media tra le fessure
Srm	Distanza media in mm tra le fessure
Ap.fess.	Apertura delle fessure in mm = 1,7*Eps*Srm

N° Comb	Ver	Sclmax	Sclmin	Sc Eff	K3	Beta12	Eps	Srm	Ap.Fess.
1	S	39.2	-39.2	-22.9	0.198	1.00	0.000475	164	0.132

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI**

N° Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Yf min	Dw Eff.	Ac Eff.	Af Eff.	D barre
1	S	47.4	100.0	0.0	74.3	-1946	96.0	20.8	2080	45.2	10.2

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE**

N° Comb	Ver	Sclmax	Sclmin	Sc Eff	K3	Beta12	Eps	Srm	Ap.Fess.
1	S	34.9	-34.9	-20.4	0.198	0.50	0.000625	164	0.174

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI**

N° Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Yf min	Dw Eff.	Ac Eff.	Af Eff.	D barre
1	S	23.9	100.0	0.0	74.3	-980	96.0	20.8	2080	45.2	10.2

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE**

N° Comb	Ver	Sclmax	Sclmin	Sc Eff	K3	Beta12	Eps	Srm	Ap.Fess.
1	S	17.6	-17.6	-10.3	0.198	0.50	0.000196	164	0.055

**Elementi che non richiedono armatura a taglio**

$f_{ck} =$	32	Mpa	
$d =$	850	mm	altezza utile
$A_{sl} =$	4521.6	mm <sup>2</sup>	armatura longitudinale tesa
$b_w =$	1000	mm	larghezza minima della sezione in zona tesa
$A_c =$	850000	mm <sup>2</sup>	area sezione calcestruzzo
$N_{ed} =$	0	kN	forza assiale nella sezione(positive le compressioni)
$C_{rd,c} =$	0.12		
$k_1 =$	0.15		
$k =$	1.4851	$\leq$	2
$\rho_1 =$	0.005319529	$\leq$	0.02
$\sigma_{cp} =$	0.0000	$<$	3.6267
$v_{min} =$	0.3583		
$V_{Rd,c} =$	389.66	kN	formula estesa
$V_{Rd,c} =$	304.57	kN	valore minimo di resistenza

## 8.4.4 Soletta di fondazione

### 8.4.4.1 Attacco piedritto

Le sollecitazioni per la sezione considerata sono:

COMB	M (kNm)	N (kN)	T (kN)
STR	1373	-719	874
RARA	974	-522	-
FR	659	-455	-
QP	477	-376	-
SIS	710	-600	-

Si prevede un'armatura a flessione pari a:

$\phi 24$  passo 10 cm a 6,6 cm da estradosso sezione (compressa)

$\phi 24$  passo 10 cm a 6,6 cm da intradosso sezione (tesa)

Si prevede un'armatura a taglio pari a:

staffe  $\phi 12$  passo 25 cm trasversale e passo 40 cm longitudinale

#### METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [daN] (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse x baricentrico
N ult	Sforzo normale ultimo [daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx ult	Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult, Mx ult) e (N, Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta $\geq 1.000$
Yneutro	Ordinata [cm] dell'asse neutro a rottura nel sistema di rif. X, Y, O sez.
Mx sn.	Momento flettente allo snervamento [daNm]
x/d	Rapp. di duttilità a rottura solo se N = 0 (travi)
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]

N° Comb	Ver	N	Mx	N ult	M ult	Mis.Sic.	Yn	M sn	x/d	C.Rid.
1	S	71900	137300	71906	218273	1.590	102.7	205068	---	---

#### METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
ec 3/7	Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X, Y, O sez.)
ef min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Yf min	Ordinata in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X, Y, O sez.)
ef max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Yf max	Ordinata in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X, Y, O sez.)

N° Comb	ec max	ec 3/7	Yc max	ef min	Yf min	ef max	Yf max
1	0.00350	-0.01919	110.0	0.00157	106.0	-0.04751	4.0

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI**

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [(daN/cm <sup>2</sup> ]
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [(daN/cm <sup>2</sup> ]
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [daN/cm <sup>2</sup> ]
Yf min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff.	Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff.	Area di congl. [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
Af eff.	Area Barre tese di acciaio [cm <sup>2</sup> ] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)
D barre	Distanza media in cm tra le barre tese efficaci (verifica fess. formule (7.11)(7.14)EC2

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Yf min	Dw Eff.	Ac Eff.	Af Eff.	D barre
1	S	55.0	110.0	0.0	75.2	-1691	106.0	20.8	2080	45.2	10.2

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE**

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sclmax	Massima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm <sup>2</sup> ]
Sclmin	Minima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm <sup>2</sup> ]
Sc Eff	Tensione al limite dello spessore teso efficace nello STATO I [daN/cm <sup>2</sup> ]
K3	Coeff. di normativa = 0,25 (Sclmin + ScEff)/(2 Sclmin)
Beta12	Prodotto dei Coeff. di aderenza Beta1*Beta2
Eps	Deformazione unitaria media tra le fessure
Srm	Distanza media in mm tra le fessure
Ap.fess.	Apertura delle fessure in mm = 1,7*Eps*Srm

N°Comb	Ver	Sclmax	Sclmin	Sc Eff	K3	Beta12	Eps	Srm	Ap.Fess.
1	S	40.9	-32.4	-18.6	0.197	1.00	0.000338	163	0.094

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI**

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Yf min	Dw Eff.	Ac Eff.	Af Eff.	D barre
1	S	37.8	110.0	0.0	72.9	-1053	106.0	20.8	2080	45.2	10.2

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE**

N°Comb	Ver	Sclmax	Sclmin	Sc Eff	K3	Beta12	Eps	Srm	Ap.Fess.
1	S	28.5	-21.1	-11.7	0.194	0.50	0.000211	162	0.058

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI**

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Yf min	Dw Eff.	Ac Eff.	Af Eff.	D barre
1	S	27.6	110.0	0.0	71.3	-721	106.0	20.8	2080	45.2	10.2

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE**

N°Comb	Ver	Sclmax	Sclmin	Sc Eff	K3	Beta12	Eps	Srm	Ap.Fess.
1	S	21.0	-14.9	-8.1	0.193	0.50	0.000144	162	0.040

**Elementi che non richiedono armatura a taglio**

$f_{ck} =$	32	Mpa	
$d =$	935	mm	altezza utile
$A_{sl} =$	4521.6	mm <sup>2</sup>	armatura longitudinale tesa
$b_w =$	1000	mm	larghezza minima della sezione in zona tesa
$A_c =$	935000	mm <sup>2</sup>	area sezione calcestruzzo
$N_{ed} =$	0	kN	forza assiale nella sezione (positive le compressioni)
$C_{rd,c} =$	0.12		
$k_1 =$	0.15		
$k =$	1.4625	≤	2
$\rho_1 =$	0.004835936	≤	0.02
$\sigma_{cp} =$	0.0000	<	3.6267
$v_{min} =$	0.3502		
$V_{Rd,c} =$	408.91	kN	formula estesa
$V_{Rd,c} =$	327.41	kN	valore minimo di resistenza

**Elementi che richiedono armatura a taglio**

precompresso?

no

$\sigma_{cp} =$	-	Mpa	tensione media di compressione nel cls (positiva)
$\alpha =$	90	°	1.57 radianti
$\theta =$	21.8	°	0.38 radianti
$b_w =$	1000	mm	larghezza minima della sezione
$d =$	935	mm	altezza utile
$z =$	841.5	mm	braccio della coppia interna
$A_{sw} =$	282.6	mm <sup>2</sup>	area sezione trasversale armatura a taglio
$s =$	250	mm	passo staffe
$f_{ywd} =$	391.30	Mpa	tensione di progetto delle armature a taglio
$\alpha_{cw} =$	1.0000		
$v_1 =$	0.5232		
$f_{cd} =$	18.13	Mpa	
$V_{Rd,s} =$	930.62	kN	resistenza lato acciaio
$V_{Rd,max} =$	2752.83	kN	resistenza lato calcestruzzo
0.442	≤	4.74368	verifica di duttilità per rottura lato acciaio

#### 8.4.4.2 Mezzeria

Le sollecitazioni per la sezione considerata sono:

COMB	M (kNm)	N (kN)	T (kN)
STR	-1593	-	-
RARA	-1145	-	-
FR	-1053	-	-
QP	-684	-	-
SIS	-779	-	-

Si prevede un'armatura a flessione pari a:

$\phi 24$  passo 10 cm a 6,6 cm da intradosso sezione (compressa)

$\phi 24$  passo 10 cm a 6,6 cm da estradosso sezione (tesa)

Si prevede un'armatura a taglio pari a:

non è necessario inserire armatura a taglio

#### METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [daN] (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse x baricentrico
N ult	Sforzo normale ultimo [daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx ult	Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult, Mx ult) e (N, Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta $\geq 1.000$
Yneutro	Ordinata [cm] dell'asse neutro a rottura nel sistema di rif. X, Y, O sez.
Mx sn.	Momento flettente allo snervamento [daNm]
x/d	Rapp. di duttilità a rottura solo se N = 0 (travi)
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]

N° Comb	Ver	N	Mx	N ult	M ult	Mis.Sic.	Yn	M sn	x/d	C.Rid.
1	S	0	-159300	8	-181926	1.142	5.7	-174371	0.05	0.70

#### METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
ec 3/7	Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X, Y, O sez.)
ef min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Yf min	Ordinata in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X, Y, O sez.)
ef max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Yf max	Ordinata in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X, Y, O sez.)

N° Comb	ec max	ec 3/7	Yc max	ef min	Yf min	ef max	Yf max
1	0.00350	-0.02553	0.0	0.00104	4.0	-0.06177	106.0

#### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [(daN/cm <sup>2</sup> ]
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [(daN/cm <sup>2</sup> ]
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [daN/cm <sup>2</sup> ]
Yf min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff.	Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff.	Area di congl. [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
Af eff.	Area Barre tese di acciaio [cm <sup>2</sup> ] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)
D barre	Distanza media in cm tra le barre tese efficaci (verifica fess. formule (7.11)(7.14)EC2

N° Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Yf min	Dw Eff.	Ac Eff.	Af Eff.	D barre
1	S	59.7	0.0	0.0	27.4	-2572	4.0	20.8	2080	45.2	10.2

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE**

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sclmax	Massima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm <sup>2</sup> ]
Sclmin	Minima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm <sup>2</sup> ]
Sc Eff	Tensione al limite dello spessore teso efficace nello STATO I [daN/cm <sup>2</sup> ]
K3	Coeff. di normativa = 0,25 (Sclmin + ScEff)/(2 Sclmin)
Beta12	Prodotto dei Coeff. di aderenza Beta1*Beta2
Eps	Deformazione unitaria media tra le fessure
Srm	Distanza media in mm tra le fessure
Ap.fess.	Apertura delle fessure in mm = 1,7*Eps*Srm

N° Comb	Ver	Sclmax	Sclmin	Sc Eff	K3	Beta12	Eps	Srm	Ap.Fess.
1	S	43.1	-43.1	-26.8	0.203	1.00	0.000683	166	0.193

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI**

N° Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Yf min	Dw Eff.	Ac Eff.	Af Eff.	D barre
1	S	54.9	0.0	0.0	27.4	-2366	4.0	20.8	2080	45.2	10.2

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE**

N° Comb	Ver	Sclmax	Sclmin	Sc Eff	K3	Beta12	Eps	Srm	Ap.Fess.
1	S	39.6	-39.6	-24.6	0.203	0.50	0.000855	166	0.241

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI**

N° Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Yf min	Dw Eff.	Ac Eff.	Af Eff.	D barre
1	S	35.7	0.0	0.0	27.4	-1537	4.0	20.8	2080	45.2	10.2

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE**

N° Comb	Ver	Sclmax	Sclmin	Sc Eff	K3	Beta12	Eps	Srm	Ap.Fess.
1	S	25.7	-25.7	-16.0	0.203	0.50	0.000307	166	0.087

**Elementi che non richiedono armatura a taglio**

$f_{ck} =$	32	Mpa	
$d =$	935	mm	altezza utile
$A_{sl} =$	4521.6	mm <sup>2</sup>	armatura longitudinale tesa
$b_w =$	1000	mm	larghezza minima della sezione in zona tesa
$A_c =$	935000	mm <sup>2</sup>	area sezione calcestruzzo
$N_{ed} =$	0	kN	forza assiale nella sezione(positive le compressioni)
$C_{rd,c} =$	0.12		
$k_1 =$	0.15		
$k =$	1.4625	$\leq$	2
$\rho_1 =$	0.004835936	$\leq$	0.02
$\sigma_{cp} =$	0.0000	$<$	3.6267
$V_{min} =$	0.3502		
$V_{Rd,c} =$	408.91	kN	formula estesa
$V_{Rd,c} =$	327.41	kN	valore minimo di resistenza

## 8.4.5 Piedritto

### 8.4.5.1 Attacco soletta superiore

Le sollecitazioni per la sezione considerata sono:

COMB	M (kNm)	N (kN)	T (kN)
STR	1332	-779	616
RARA	939	-553	-
FR	647	-440	-
QP	309	-232	-
SIS	338	-264	-

Si prevede un'armatura a flessione pari a:

$\phi$  24 passo 10 cm a 6,6 cm da intradosso sezione (compressa)

$\phi$  24 passo 10 cm a 6,6 cm da estradosso sezione (tesa)

Si prevede un'armatura a taglio pari a:

staffe  $\phi$  12 passo 25 cm trasversale e passo 40 cm longitudinale

#### METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [daN] (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse x baricentrico
N ult	Sforzo normale ultimo [daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx ult	Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult, Mx ult) e (N, Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta $\geq 1.000$
Yneutro	Ordinata [cm] dell'asse neutro a rottura nel sistema di rif. X, Y, O sez.
Mx sn.	Momento flettente allo snervamento [daNm]
x/d	Rapp. di duttilità a rottura solo se N = 0 (travi)
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]

N° Comb	Ver	N	Mx	N ult	M ult	Mis.Sic.	Yn	M sn	x/d	C.Rid.
1	S	77900	133200	77900	199680	1.499	92.6	187290	---	---

#### METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
ec 3/7	Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X, Y, O sez.)
ef min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Yf min	Ordinata in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X, Y, O sez.)
ef max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Yf max	Ordinata in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X, Y, O sez.)

N° Comb	ec max	ec 3/7	Yc max	ef min	Yf min	ef max	Yf max
1	0.00350	-0.01670	100.0	0.00161	96.0	-0.04176	4.0

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI**

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [(daN/cm <sup>2</sup> ]
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [(daN/cm <sup>2</sup> ]
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [daN/cm <sup>2</sup> ]
Yf min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff.	Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff.	Area di congl. [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
Af eff.	Area Barre tese di acciaio [cm <sup>2</sup> ] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)
D barre	Distanza media in cm tra le barre tese efficaci (verifica fess. formule (7.11)(7.14)EC2

N° Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Yf min	Dw Eff.	Ac Eff.	Af Eff.	D barre
1	S	61.8	100.0	0.0	67.5	-1810	96.0	20.8	2080	45.2	10.2

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE**

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sclmax	Massima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm <sup>2</sup> ]
Sclmin	Minima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm <sup>2</sup> ]
Sc Eff	Tensione al limite dello spessore teso efficace nello STATO I [daN/cm <sup>2</sup> ]
K3	Coeff. di normativa = 0,25 (Sclmin + ScEff)/(2 Sclmin)
Beta12	Prodotto dei Coeff. di aderenza Beta1*Beta2
Eps	Deformazione unitaria media tra le fessure
Srm	Distanza media in mm tra le fessure
Ap.fess.	Apertura delle fessure in mm = 1,7*Eps*Srm

N° Comb	Ver	Sclmax	Sclmin	Sc Eff	K3	Beta12	Eps	Srm	Ap.Fess.
1	S	46.8	-37.0	-19.6	0.191	1.00	0.000362	161	0.099

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI**

N° Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Yf min	Dw Eff.	Ac Eff.	Af Eff.	D barre
1	S	43.0	100.0	0.0	66.3	-1194	96.0	20.8	2080	45.2	10.2

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE**

N° Comb	Ver	Sclmax	Sclmin	Sc Eff	K3	Beta12	Eps	Srm	Ap.Fess.
1	S	32.7	-25.0	-13.0	0.190	0.50	0.000239	160	0.065

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI**

N° Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Yf min	Dw Eff.	Ac Eff.	Af Eff.	D barre
1	S	20.7	100.0	0.0	65.4	-551	96.0	20.8	2080	45.2	10.2

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE**

N° Comb	Ver	Sclmax	Sclmin	Sc Eff	K3	Beta12	Eps	Srm	Ap.Fess.
1	S	15.8	-11.7	-6.0	0.189	0.50	0.000110	160	0.030

**Elementi che non richiedono armatura a taglio**

$f_{ck} =$	32	Mpa	
$d =$	850	mm	altezza utile
$A_{sl} =$	4521.6	mm <sup>2</sup>	armatura longitudinale tesa
$b_w =$	1000	mm	larghezza minima della sezione in zona tesa
$A_c =$	850000	mm <sup>2</sup>	area sezione calcestruzzo
$N_{ed} =$	0	kN	forza assiale nella sezione (positive le compressioni)
$C_{rd,c} =$	0.12		
$k_1 =$	0.15		
$k =$	1.4851	≤	2
$\rho_1 =$	0.005319529	≤	0.02
$\sigma_{cp} =$	0.0000	<	3.6267
$v_{min} =$	0.3583		
$V_{Rd,c} =$	389.66	kN	formula estesa
$V_{Rd,c} =$	304.57	kN	valore minimo di resistenza

**Elementi che richiedono armatura a taglio**

precompresso?

no

$\sigma_{cp} =$	-	Mpa	tensione media di compressione nel cls (positiva)
$\alpha =$	90	°	1.57 radianti
$\theta =$	21.8	°	0.38 radianti
$b_w =$	1000	mm	larghezza minima della sezione
$d =$	850	mm	altezza utile
$z =$	765	mm	braccio della coppia interna
$A_{sw} =$	282.6	mm <sup>2</sup>	area sezione trasversale armatura a taglio
$s =$	250	mm	passo staffe
$f_{ywd} =$	391.30	Mpa	tensione di progetto delle armature a taglio
$\alpha_{cw} =$	1.0000		
$v_1 =$	0.5232		
$f_{cd} =$	18.13	Mpa	
$V_{Rd,s} =$	846.02	kN	resistenza lato acciaio
$V_{Rd,max} =$	2502.57	kN	resistenza lato calcestruzzo
0.442	≤	4.74368	verifica di duttilità per rottura lato acciaio

### 8.4.5.2 Attacco soletta inferiore

Le sollecitazioni per la sezione considerata sono:

COMB	M (kNm)	N (kN)	T (kN)
STR	1384	-1022	506
RARA	979	-733	-
FR	632	-620	-
QP	481	-412	-
SIS	648	-469	-

Si prevede un'armatura a flessione pari a:

$\phi 24$  passo 10 cm a 6,6 cm da intradosso sezione (compressa)

$\phi 24$  passo 10 cm a 6,6 cm da estradosso sezione (tesa)

Si prevede un'armatura a taglio pari a:

staffe  $\phi 12$  passo 25 cm trasversale e passo 40 cm longitudinale

#### METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [daN] (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse x baricentrico
N ult	Sforzo normale ultimo [daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx ult	Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult, Mx ult) e (N, Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta $\geq 1.000$
Yneutro	Ordinata [cm] dell'asse neutro a rottura nel sistema di rif. X, Y, O sez.
Mx sn.	Momento flettente allo snervamento [daNm]
x/d	Rapp. di duttilità a rottura solo se N = 0 (travi)
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]

N° Comb	Ver	N	Mx	N ult	M ult	Mis.Sic.	Yn	M sn	x/d	C.Rid.
1	S	102200	138400	102207	210617	1.522	91.9	196283	---	---

#### METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
ec 3/7	Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X, Y, O sez.)
ef min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Yf min	Ordinata in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X, Y, O sez.)
ef max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Yf max	Ordinata in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X, Y, O sez.)

N° Comb	ec max	ec 3/7	Yc max	ef min	Yf min	ef max	Yf max
1	0.00350	-0.01500	100.0	0.00177	96.0	-0.03795	4.0

#### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [(daN/cm <sup>2</sup> )
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [(daN/cm <sup>2</sup> )
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [daN/cm <sup>2</sup> )
Yf min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff.	Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff.	Area di congl. [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
Af eff.	Area Barre tese di acciaio [cm <sup>2</sup> ] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)
D barre	Distanza media in cm tra le barre tese efficaci (verifica fess. formule (7.11)(7.14)EC2

N° Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Yf min	Dw Eff.	Ac Eff.	Af Eff.	D barre
1	S	65.4	100.0	0.0	65.5	-1746	96.0	20.8	2080	45.2	10.2

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE**

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Scmax	Massima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm <sup>2</sup> )
Scmin	Minima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm <sup>2</sup> )
Sc Eff	Tensione al limite dello spessore teso efficace nello STATO I [daN/cm <sup>2</sup> )
K3	Coeff. di normativa = 0,25 (Scmin + ScEff)/(2 Scmin)
Beta12	Prodotto dei Coeff. di aderenza Beta1*Beta2
Eps	Deformazione unitaria media tra le fessure
Srm	Distanza media in mm tra le fessure
Ap.fess.	Apertura delle fessure in mm = 1,7*Eps*Srm

N° Comb	Ver	Scmax	Scmin	Sc Eff	K3	Beta12	Eps	Srm	Ap.Fess.
1	S	50.1	-37.2	-19.1	0.189	1.00	0.000349	160	0.095

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI**

N° Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Yf min	Dw Eff.	Ac Eff.	Af Eff.	D barre
1	S	43.1	100.0	0.0	62.3	-1000	96.0	20.8	2080	45.2	10.2

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE**

N° Comb	Ver	Scmax	Scmin	Sc Eff	K3	Beta12	Eps	Srm	Ap.Fess.
1	S	33.7	-22.7	-11.0	0.186	0.50	0.000200	158	0.054

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI**

N° Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Yf min	Dw Eff.	Ac Eff.	Af Eff.	D barre
1	S	32.5	100.0	0.0	64.0	-812	96.0	20.8	2080	45.2	10.2

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE**

N° Comb	Ver	Scmax	Scmin	Sc Eff	K3	Beta12	Eps	Srm	Ap.Fess.
1	S	25.1	-17.8	-8.9	0.187	0.50	0.000162	159	0.044

**Elementi che non richiedono armatura a taglio**

$f_{ck} =$	32	Mpa	
$d =$	850	mm	altezza utile
$A_{sl} =$	4521.6	mm <sup>2</sup>	armatura longitudinale tesa
$b_w =$	1000	mm	larghezza minima della sezione in zona tesa
$A_c =$	850000	mm <sup>2</sup>	area sezione calcestruzzo
$N_{ed} =$	0	kN	forza assiale nella sezione(positive le compressioni)
$C_{rd,c} =$	0.12		
$k_1 =$	0.15		
$k =$	1.4851	≤	2
$\rho_1 =$	0.005319529	≤	0.02
$\sigma_{cp} =$	0.0000	<	3.6267
$v_{min} =$	0.3583		
$V_{Rd,c} =$	389.66	kN	formula estesa
$V_{Rd,c} =$	304.57	kN	valore minimo di resistenza

**Elementi che richiedono armatura a taglio**precompresso? **no**

$\sigma_{cp} =$	-	Mpa	tensione media di compressione nel cls(positiva)
$\alpha =$	90	°	1.57 radianti
$\theta =$	21.8	°	0.38 radianti
$b_w =$	1000	mm	larghezza minima della sezione
$d =$	850	mm	altezza utile
$z =$	765	mm	braccio della coppia interna
$A_{sw} =$	282.6	mm <sup>2</sup>	area sezione trasversale armatura a taglio
$s =$	250	mm	passo staffe
$f_{ywd} =$	391.30	Mpa	tensione di progetto delle armature a taglio
$\alpha_{cw} =$	1.0000		
$v_1 =$	0.5232		
$f_{cd} =$	18.13	Mpa	
$V_{Rd,s} =$	846.02	kN	resistenza lato acciaio
$V_{Rd,max} =$	2502.57	kN	resistenza lato calcestruzzo
0.442	≤	4.74368	verifica di duttilità per rottura lato acciaio

### 8.5 Verifica capacità portante fondazione

La verifica di capacità portante viene effettuata secondo l'Approccio I combinazione 2 (GEO) sia in condizioni statiche che in condizioni sismiche.

Tabella 6.2.II - Coefficienti parziali per i parametri del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFF. PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_M$	M <sub>2</sub>
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1.25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_c$	1.25
Resistenza non drenata	$c'_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1.4
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_\gamma$	1

Tabella 6.2.I - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

CARICHI	EFFETTO	SIMBOLO $\gamma_F$	(A2) GEO
Permanente	favorevole	$\gamma_{G1}$	1.0
	sfavorevole		1.0
Permanente non strutturali	favorevole	$\gamma_{G2}$	0.0
	sfavorevole		1/1.3
Variabili da traffico	favorevole	$\gamma_Q$	0.0
	sfavorevole		1.25
Variabili	favorevole	$\gamma_{Qi}$	0.0
	sfavorevole		1.30

Tabella 6.4.I - Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)
Capacità portante	$\gamma_R=1.8$

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

$$\text{GEO)} \Rightarrow \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_Q \cdot Q_k \Rightarrow (\text{spinte } \Phi'_d = \tan^{-1}(\tan \Phi'_k / \gamma_\phi))$$

Si fa notare che, essendo lo scatolare una struttura rigida, le azioni orizzontali comportano dal lato sfavorevole una rapida diminuzione di spinta (da regime di K0 a regime di Ka) che avviene per piccoli spostamenti, mentre dal lato resistente la spinta aumenta tendendo a Kp per cui, in definitiva, la struttura

risulta autoequilibrata in direzione orizzontale. Ciò è particolarmente significativo nel caso in esame, considerando che per il terreno di reinterro il rapporto tra  $K_p$  e  $K_a$  è molto elevato (circa 10).

Poiché le verifiche di capacità portante sono eseguite allo stato limite ultimo (a cui corrispondono per definizione "grandi" spostamenti) si ritiene di poter considerare l'azione resistente massima in regime di spinta passiva. Si tratta quindi di verificare che, per la combinazione di carico più gravosa, la massima spinta agente sia inferiore a quella resistente assicurando così l'equilibrio della struttura.

Nel caso in esame il reinterro a ridosso dello scatolare verrà realizzato tramite materiale arido di buone caratteristiche meccaniche. Per tale materiale si assumono i seguenti parametri:

- peso specifico  $\gamma_t = 20 \text{ kN/m}^3$  ;
- angolo di attrito  $\phi=32^\circ$

da cui risulta un coefficiente di spinta attiva  $\lambda_a = 0,307$  ed un coefficiente di spinta a riposo  $\lambda_p = 3,255$ .

Si applicano, di conseguenza, i valori delle spinte secondo la profondità con  $p_h = \lambda \gamma_t z$  e con il consueto diagramma trapezoidale delle pressioni orizzontali.

Azione resistente massima:

$$p_{\min} = [20 * 1,37] * 3,255 = \mathbf{89,18 \text{ kN/m}^2}$$

$$p_{\max} = p_{\min} + [20 * 7,75] * 3,255 = \mathbf{593,71 \text{ kN/m}^2}$$

da cui:

$$F_{\text{res}} = p_{\min} * 7,75 + [p_{\max} - p_{\min}] * 7,75/2 = \mathbf{2646,20 \text{ kN}}$$

Azione agente massima spinta del terreno:

$$p_{\min} = [20 * 1,37] * 0,307 = \mathbf{8,41 \text{ kN/m}^2}$$

$$p_{\max} = p_{\min} + [20 * 7,75] * 0,307 = \mathbf{56,00 \text{ kN/m}^2}$$

da cui:

$$F_{\text{agente_ter}} = p_{\min} * 7,75 + [p_{\max} - p_{\min}] * 7,75/2 = \mathbf{249,58 \text{ kN}}$$

Azione agente massima sovraccarico a tergo:

$$p_{\text{acc}} = 20,00 * 0,307 = \mathbf{6,14 \text{ kN/m}^2}$$

da cui:

$$F_{\text{agente_acc}} = p_{\text{acc}} * 7,75 * 1,30 = \mathbf{61,86 \text{ kN}}$$

Dai calcoli sopra riportati si evince che la resistenza massima del terreno è largamente maggiore rispetto alle azioni agenti, per cui si ritiene la struttura equilibrata.

Ne consegue che per le verifiche di capacità portante si può ritenere nulla la risultante delle forze orizzontali e considerare unicamente l'azione verticale, che risulta massima per il caso statico per il quale si considerano agenti i carichi accidentali da traffico:

**$N_{\max\_GEO} = 3100 \text{ kN}$**  (valutato come la somma dei pesi propri, permanenti e accidentali)

### 8.5.1 Carico limite

Si valuta la capacità portante secondo Brinch-Hansen, considerando una fondazione nastriforme fittizia di larghezza 4,10 m e profondità pari a 1 m.

La relazione adottata è la seguente:

$$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c \cdot \gamma_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q \cdot \gamma_q + 0.5 \cdot B \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma \cdot \gamma_\gamma$$

TERRENO					
$\beta 1$	=	0	°	inclinazione fondazione	ATTENZIONE
$\beta 2$	=	0	°	inclinazione piano campagna	$\beta 1 + \beta 2 < 45^\circ$
$\gamma 1$	=	19.00	kN/mc	peso specifico efficace	
$\gamma_{sat}$	=	19.00	kN/mc	peso specifico saturo	
				valore di $\gamma$ nel terzo termine del qlim in funzione della posizione della falda se $Z_w < D$ o	
$\gamma 2$	=	9.00	kN/mc	$Z_w > (D+B)$	
$c$		0.00	0.00	kN/mq	coesione $c'$
$\varphi$		30	30.00	°	attrito interno terreno sottostante la fondazione $\varphi'$
$Z_w$	=	1.00	m	profondità falda	

GEOMETRIA FONDAZIONE				FONDAZIONE RIDOTTA			
B	=	953	cm	lato fondazione	eb=	0.00 m --->	B'= 9.53 m
L	=	100	cm	lunghezza fondazione	el=	0.00 m --->	L'= 1.00 m
H	=	110	cm	altezza suola fondazione			
D	=	967	cm	profondità di posa			

AZIONI		Gkfond	Gk	Qk	SCEGLI la combinazione		
N	=	2132.00	kN	450.00	1190.00	0.00	<input type="radio"/> A1+M1+R <input type="radio"/> A2+M2+R2      3      2.3 <input checked="" type="radio"/> A1+M1+R3
Mb	=	0.00	kNm		0.00	0.00	
MI	=	0.00	kNm		0.00	0.00	
Tb	=	0.00	kN		0.00	0.00	
TI	=	0.00	kN		0.00	0.00	
Ht	=	0.00	kN				

CARICO LIMITE		PRESSIONE AGENTE		FS			
qlim	=	11564.32	kN/mq	q=	223.71	kN/mq	verificato R1 = 1,0 R2 = 1,8 R3 = 2,3
		115.64	kg/cmq		2.24	kg/cmq	
FATTORE DI SICUREZZA ALLO SCORRIMENTO: Sd / Hd				assente			OK verificato

La massima pressione sul terreno è, quindi, di entità accettabile.

Per completezza si ripostano nel seguito i coefficienti della formula di Brinch-Hansen utilizzati per il calcolo delle capacità portante.

COEFFICIENTI FORMULA BRINCH-HANSEN				
q	=	97.03	kN/mq	sovraccarico alla profondità D
Nq	=	18.40		
Nc	=	30.14		coefficienti di capacità portante
Ng	=	22.40		
sc	=	6.82		
sq	=	6.50		fattori di forma
sg	=	-2.81		
rb	=	1.09		coefficienti per calcolare mi
rl	=	1.91		
teta	=	1.57	rad	
mi	=	1.09		
iq	=	1.00		fattori inclinazione carico
ic	=	1.00		
ig	=	1.00		
dq	=	1.23		
dc	=	1.24		fattori profondità piano d'appoggio
dg	=	1.00		
bq	=	1		fattori inclinazione base della fondazione
bc	=	1		
bg	=	1		
gq	=	1		
gc	=	1		fattori inclinazione piano di campagna
gg	=	1		

## 8.6 Verifica a galleggiamento

La verifica viene eseguita sia in condizione di costruzione sia in condizione di esercizio (ovviamente in assenza di sovraccarichi accidentali), considerando il battente alla sua altezza massima.

Per la stabilità al sollevamento deve risultare che il valore di progetto dell'azione instabilizzante  $V_{inst,d}$ , combinazione di azioni permanenti ( $G_{inst,d}$ ), sia non maggiore della combinazione dei valori di progetto delle azioni stabilizzanti ( $G_{stb,d}$ ) e delle resistenze ( $R_d$ ):

$$V_{inst,d} \leq G_{stb,d} + R_d \quad \text{dove } V_{inst,d} = G_{inst,d}$$

Le verifiche agli stati limite ultimi sono eseguite in riferimento alla seguente combinazione (§6.2.3.2):

$$\text{combinazione 2} \quad \rightarrow \quad (A2+M2) \quad \rightarrow \quad \text{GEO (galleggiamento)}$$

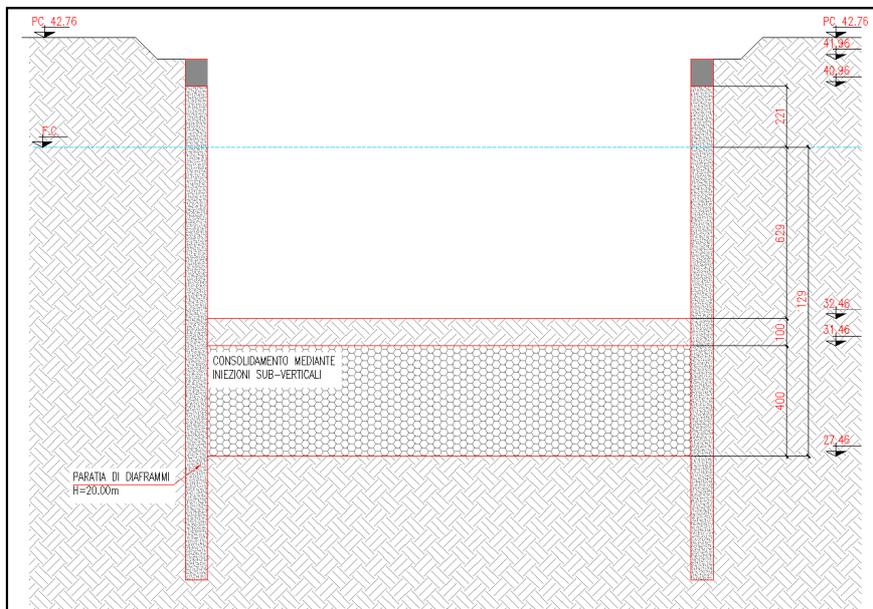
Tabella 6.2.III - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

CARICHI	EFFETTO	SIMBOLO	(A2) STR
Permanente	favorevole	$\gamma_{G1}$	0.9
	sfavorevole		1.1

Permanente non strutturali	favorevole	$\gamma_{G2}$	0.0
	sfavorevole		1.1

Per la fase di costruzione si sono analizzate tre sezioni principali, la prima in prossimità della sezione trasversale 17 con PK 0+206,078 Km dove si ha anche lo scavo più profondo, la seconda alla sezione trasversale 15 con PK 0+179.496 Km e la terza alla sezione 22 con PK 0+295.742 Km e i risultati sono i seguenti:

**SEZIONE 17 - PK 0+206,078**



Hbattente = 11,30m

Hzavorra = 1,00m

Htappo di fondo = 4,00m

Bscavo = 17,50m

**VERIFICA 1** (equilibrio delle forze)

$$1,1 \cdot F_W \leq 0,9 \cdot (W_P + 2 S_P Tg\phi)$$

Dove:

$F_W$  = spinta dell'acqua

$W_P$  = peso zavorra

$2 S_P Tg\phi$  = contributo di aderenza

$$1,1 \cdot 113 \leq 0,9 \cdot (100 + 2 \cdot 195 \cdot \text{Tg}16)$$

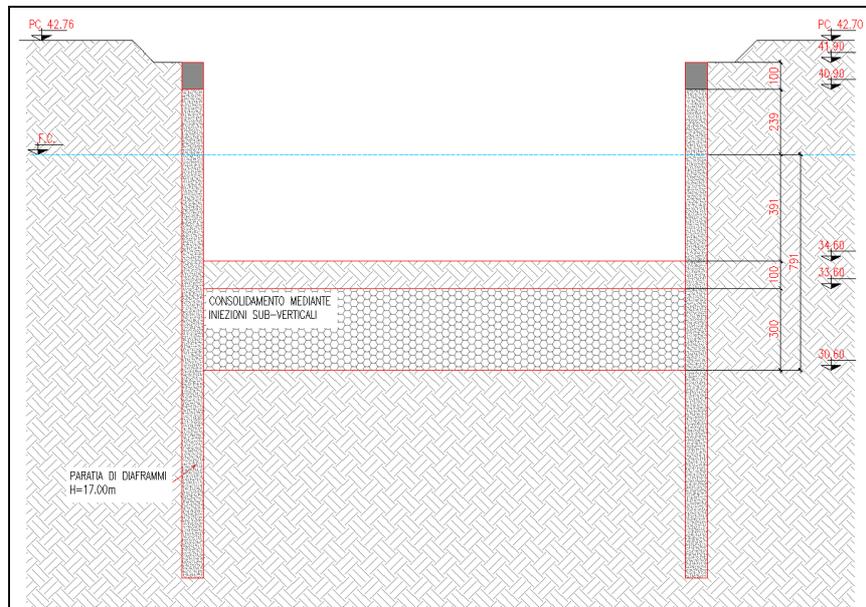
$$124 \text{ [kN]} \leq 190 \text{ [kN]}$$

**VERIFICA 2** (compressione del tappo di fondo)

$$\sigma = \frac{N}{A} - \frac{M}{W} > 0$$

$$\sigma = \frac{195}{4} - \frac{470}{64} \cdot 6 = 4 > 0$$

**SEZIONE 15 - PK 0+179,496**



Hbattente = 7,90m

Hzaorra = 1,00m

Htappo di fondo = 3,00m

Bscavo = 17,50m

**VERIFICA 1** (equilibrio delle forze)

$$1,1 \cdot F_W \leq 0,9 \cdot (W_P + 2 S_P \text{Tg}\phi)$$

Dove:

$F_W$  = spinta dell'acqua

$W_P$  = peso zavorra

$2 S_P \text{Tg}\phi$  = contributo di aderenza

$$1,1 \cdot 79 \leq 0,9 \cdot (80 + 2 \cdot 163 \cdot \text{Tg}16)$$

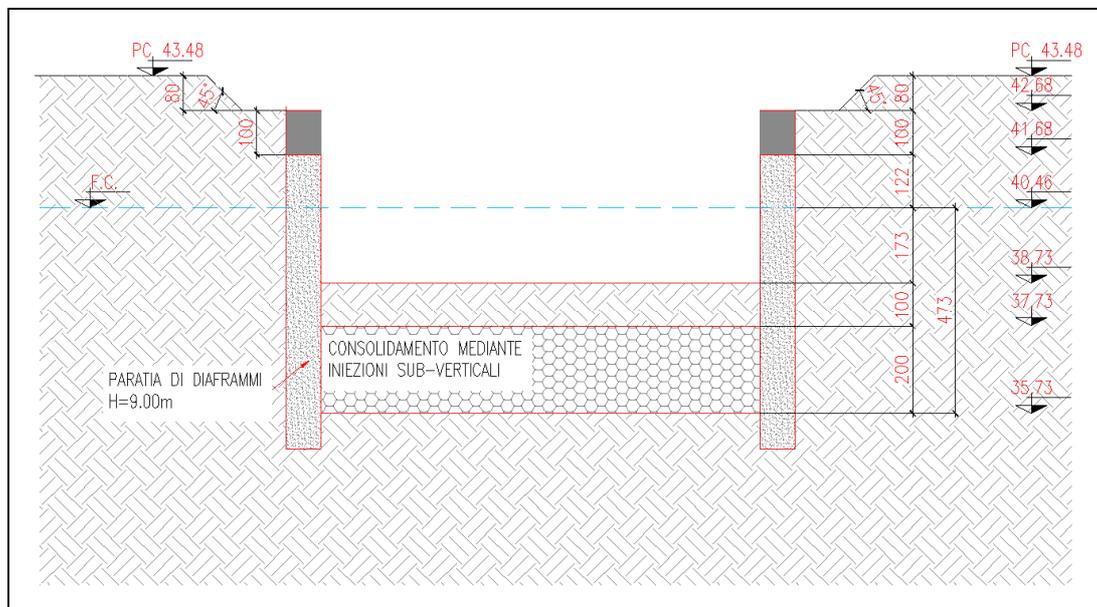
$$87 \text{ [kN]} \leq 156 \text{ [kN]}$$

**VERIFICA 2** (compressione del tappo di fondo)

$$\sigma = \frac{N}{A} - \frac{M}{W} > 0$$

$$\sigma = \frac{163}{3} - \frac{150}{27} \cdot 6 = 21 > 0$$

**SEZIONE 22 - PK 0+295,742**



Hbattente = 4,73m

Hzavorra = 1,00m

Htappo di fondo = 2,00m

Bscavo = 10,00m

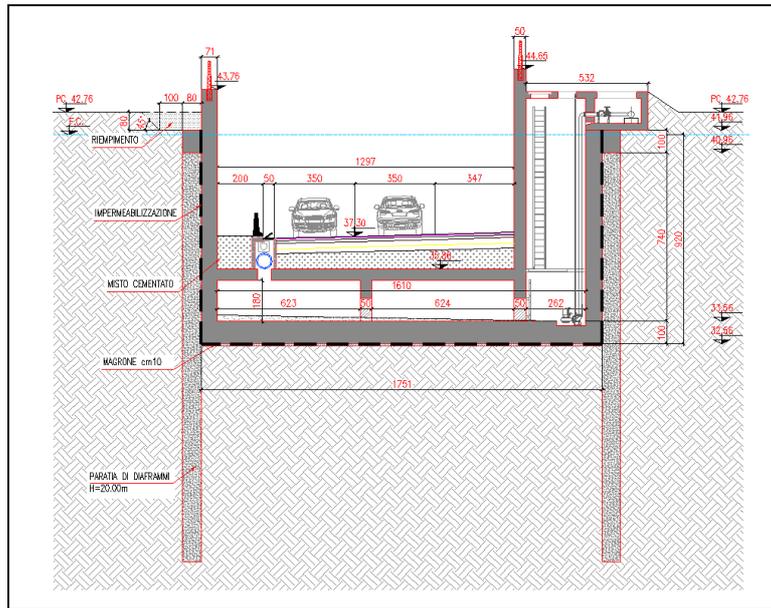
$$1,1 \cdot F_w \leq 0,9 \cdot P_{\text{scat}}$$

$$52,03 \leq 54,00$$

[kN]

[kN]

Per la fase di esercizio si è analizzata solo la sezione più critica la quale coincide con la n 17 PK 0+206,078 Km e i risultati sono i seguenti:



Hbattente = 9,20m

Bscavo = 17,50m

$$\begin{array}{rcl}
 1,1 \cdot F_w & \leq & 0,9 \cdot P_{scat} \\
 101 & \leq & 0,9 \cdot (2562/17.5)=131 \\
 \text{[kN]} & & \text{[kN]}
 \end{array}$$

## 9 VERIFICA FASE TRANSITORIA DI SPINTA

L'opera viene varata col sistema del "sottopasso a spinta", mediante martinetti idraulici che lavorano a contrasto su un muro reggispinta. La procedura di varo si articola sui seguenti step di avanzamento (per un maggior dettaglio delle fasi realizzative si rimanda agli elaborati grafici):

1. Realizzazione della paratia di diaframmi su via Marx
2. Scavo e posa in opera del sistema Essen;
3. Preparazione della vasca di varo;
4. Realizzazione del muro reggispinta e della soletta di varo;
5. Realizzazione fuori sede del sottopasso a spinta e successiva spinta fino alla configurazione di progetto;
6. Completamento e finiture delle opere.

In questo paragrafo viene quindi dimensionato il sistema di spinta (platea di varo e muro reggi spinta) in modo da garantire il corretto sviluppo delle fasi di costruzione.

### 9.1 Azioni e Sollecitazioni

Per la verifica delle strutture di contrasto necessarie per assorbire le azioni delle attrezzature di spinta si individua la seguente configurazione:

#### Configurazione a)

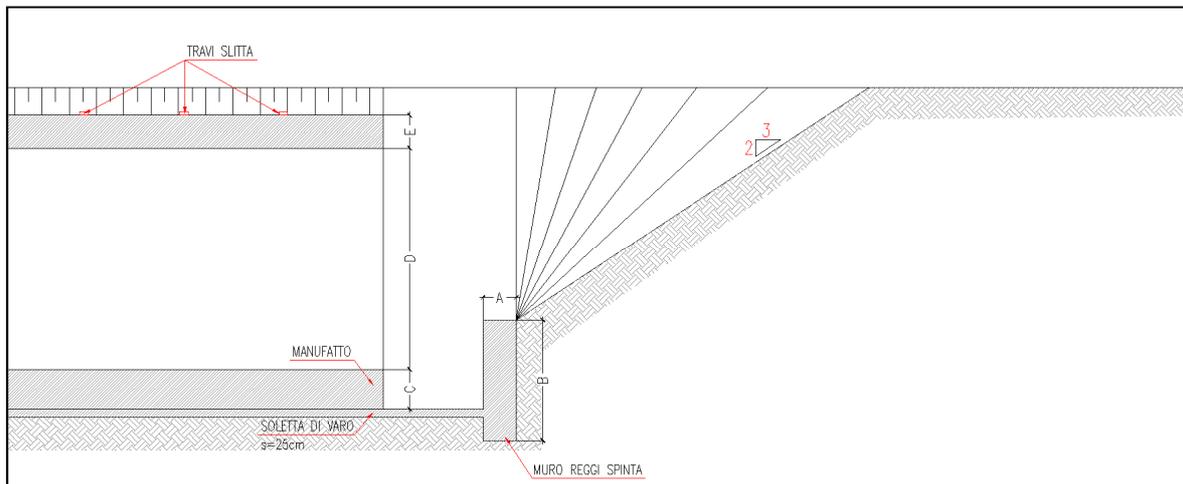


Figura 22 – configurazione "a"

In questa configurazione i martinetti di spinta devono vincere l'attrito tra l'intradosso fondazione e la platea di varo; il coefficiente di attrito di primo distacco può raggiungere valori di poco superiori all'unità: si assume il valore 1.1; non è invece presente alcun attrito del terreno sulle pareti laterali.

In questa configurazione la platea di varo risulta soggetta a prevalenti azioni di sforzo normale di trazione, mentre il muro reggispinta deve assorbire l'azione dei martinetti diminuita dello sforzo presente nella platea

di varo. Tale sforzo normale ha valore nullo all'estremità libera ed aumenta gradualmente fino a raggiungere il valore massimo all'attacco col muro reggispinta; è generato dalle azioni di attrito con la fondazione del monolite ed è parzialmente limitato dalle azioni di attrito tra la soletta ed il terreno sottostante. Per la valutazioni di queste ultime si considera un coefficiente di attrito pari a 0.46, pari a  $2/3 \operatorname{tg} 35^\circ$ , e essendo  $35^\circ$  l'angolo di attrito del terreno in sito alla quota a cui viene realizzata la soletta di varo.

Lo sforzo  $S_1$  nella sezione di attacco tra il muro reggispinta e la platea di varo viene così valutato:

1. Peso del manufatto ( $P_M$ )= per il calcolo del peso del manufatto si considera il peso della soletta di base, della soletta superiore, e dei due piedritti laterali:

$$(11,53 * 1,00 + 11,53 * 1,10 + 2 * 1,00 * 6,70) * 23,20 * 25 = 21815 \text{ kN}$$

2. Peso platea di varo ( $P_P$ )=

$$(0,25 * 28,40 * 12,65) * 25 = 2245 \text{ kN}$$

$$S_1 = 21815 * 1,1 - (2245 + 21815) * 0.46 = \mathbf{12929 \text{ kN}}$$

Come già indicato, il muro reggispinta deve assorbire l'azione dei martinetti diminuita dello sforzo presente nella platea di varo. Pertanto, l'azione applicata al muro reggispinta, risulta:

$$S_2 = P_M * 1,1 - S_1 = \mathbf{11067 \text{ kN}}$$

Secondo quanto riportato nei calcoli che seguono, per equilibrare l'azione applicata al muro reggispinta è sufficiente la resistenza passiva del terreno valutata sull'altezza complessiva del muro.

Per la realizzazione del muro reggispinta si effettua uno scavo caratterizzato da una scarpata 2/3 a partire dal piano di imposta del muro stesso; per il terreno di riempimento della sezione di scavo a monte del muro si utilizza un materiale arido per il quale possono assumersi le seguenti caratteristiche meccaniche:

- peso specifico:  $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
- angolo di attrito:  $\varphi = 35^\circ$

Il diagramma della spinta passiva a tergo del muro reggispinta viene riportato nella figura che segue; esso si ottiene come intersezione di due diagrammi di spinta passiva relativi alle due seguenti configurazioni limite del terreno:

- configurazione limite 1:

il terreno a monte del muro reggispinta, a partire dalla testa del muro stesso, presenta un'inclinazione sull'orizzontale pari a:  $\alpha = \operatorname{arctg}(2/3)$ ; il coefficiente di spinta passiva corrispondente risulta pari a:  $\lambda_{p1} = 17,01$ ;

- configurazione limite 2:

il terreno a monte del muro reggispinta presenta un'inclinazione sull'orizzontale pari a  $\alpha = 0^\circ$  a quota  $Q=42,84 \text{ m}$ ; il coefficiente di spinta passiva corrispondente risulta pari a:  $\lambda_{p2} = \operatorname{tg}^2(\pi/4 + 35/2) = 3,69$ .

La spinta passiva risulta:

$$S_p = B * \gamma * (0,5 * H_1^2 * \lambda_{p1} + 0,5 * H_2^2 * \lambda_{p2} + H_1 * H_2 * \lambda_{p1}) =$$

$$= 12,65 * 19 * (0,5 * 1,50^2 * 17,01 + 0,5 * 2,15^2 * 3,69 + 1,50 * 2,15 * 17,01) = 26426 \text{ kN}$$

L'azione applicata al muro reggispinta ( $S_2$ ) risulta inferiore alla spinta passiva del terreno ( $S_p$ ):

$$S_2 = 11067 \text{ kN} < S_p = 26426 \text{ kN}, \quad \text{da cui} \rightarrow \quad S_p / S_2 \approx 2,38$$

Si nota inoltre che la quota della risultante delle spinte passive è pressoché coincidente con la quota della risultante della spinta dei martinetti e dell'azione resistente della platea di varo.

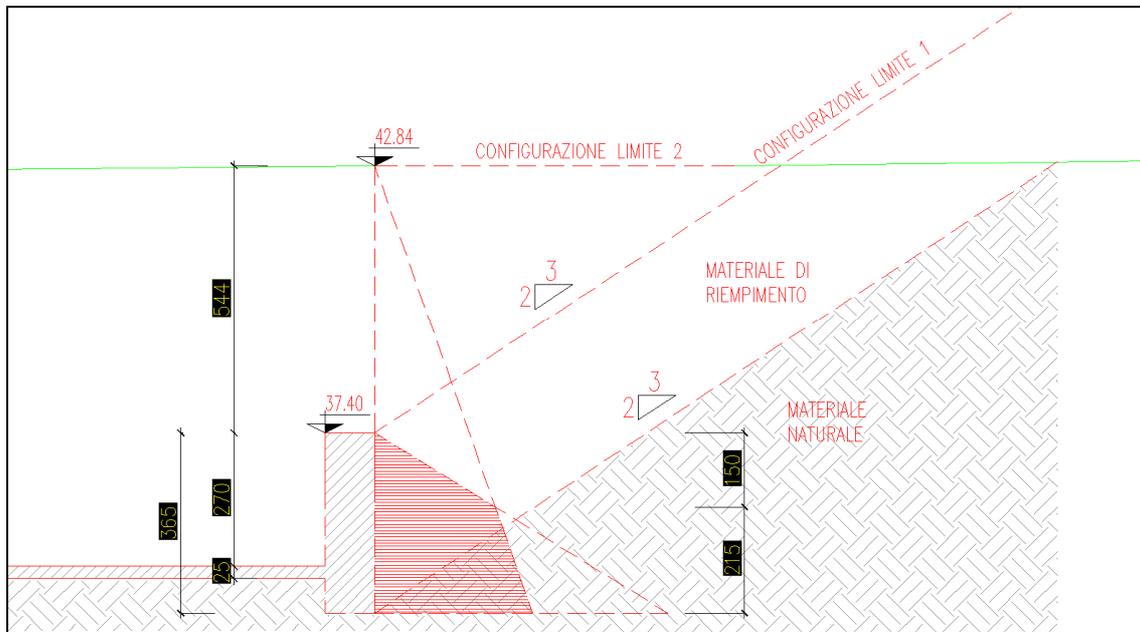


Figura 23 – muro reggi spinta

Per il calcolo dell'armatura verticale del muro reggispinta si considera un modello a mensola incastrata in corrispondenza della sezione di attacco con la platea, soggetta al diagramma di spinta passiva definito in precedenza:

Secondo tali impostazioni nella sezione di incastro, si hanno le seguenti sollecitazioni per unità di lunghezza:

$$T_A = \gamma * (0,5 * H_1^2 * \lambda_{p1} + 0,5 * H_2^2 * \lambda_{p2} + H_1 * H_2 * \lambda_{p1}) =$$

$$= 19 * (0,5 * 1,50^2 * 17,01 + 0,5 * 2,15^2 * 3,69 + 1,50 * 2,15 * 17,01) = 1568 \text{ kN/m}$$

$$M_A = \gamma * (0,5 * H_1^3 * \lambda_{p1} / 3 + 0,5 * H_2^3 * \lambda_{p2} / 3 + H_1^2 * H_2 * \lambda_{p1} / 2) =$$

$$= 19 * (0,5 * 1,50^3 * 17,01 / 3 + 0,5 * 2,15^3 * 3,69 / 3 + 1,50 * 2,15 * 17,01 / 2) = 819 \text{ kNm/m}$$

## 9.2 Verifiche a SLU e SLE

### 9.2.1 Verifica Platea di varo

Per la platea di varo, essendo soggetta ad uno sforzo di trazione ( $S_1$ ), si verificano soltanto le armature e si trascura la presenza del calcestruzzo.

E' prevista un'armatura simmetrica all'intradosso e all'estradosso della platea, pari a  $1\phi 24/20$ ; l'area di armatura totale sarà:

$$A_s = 2 * 64 * 4,52 = 578,5 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_s = 16807 * 10^3 / 57850 = 290 \text{ MPa}$$

La verifica risulta quindi soddisfatta in quanto  $\sigma_s < f_{yd} = 391 \text{ MPa}$ .

### 9.2.2 Verifica Muro reggi spinta

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

Le verifiche a fessurazione sono state condotte considerando:

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

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

b.1) combinazione di carico Frequante:

$$w_k \leq w_2 = 0,30 \text{ mm}$$

b.2) combinazione di carico quasi permanente:

$$w_k \leq w_1 = 0,20 \text{ mm}$$

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

b.1) combinazione di carico Frequante:

$$w_k \leq w_3 = 0,40 \text{ mm}$$

b.2) combinazione di carico quasi permanente:

$$w_k \leq w_2 = 0,30 \text{ mm}$$

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

- per la condizione QP si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a  $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$ ;
- per la condizione rara si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a  $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$ , mentre quelle dell'acciaio  $\sigma_s < 0.80 f_{yk}$

Essendo la struttura soggetta a soli carichi permanenti, verrà verificata nella sola combinazione SLS-QP in quanto più sfavorevole.

Le sollecitazioni per la sezione sono:

COMB	M (kNm)	T (kN)
SLU	1065	2038
QP	819	-

Si prevede un'armatura a flessione pari a:

$\phi 22$  passo 10 cm a 6,8 cm da intradosso sezione (compressa)

$\phi 22$  passo 10 cm a 6,8 cm da estradosso sezione (tesa)

Si prevede un'armatura a taglio pari a:

staffe  $\phi 14$  passo 25 cm longitudinale a 4 braccia

#### METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [daN] (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse x baricentrico
N ult	Sforzo normale ultimo [daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx ult	Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult, Mx ult) e (N, Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta $\geq 1.000$
Yneutro	Ordinata [cm] dell'asse neutro a rottura nel sistema di rif. X,Y,O sez.
Mx sn.	Momento flettente allo snervamento [daNm]
x/d	Rapp. di duttilità a rottura solo se N = 0 (travi)
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	N ult	M ult	Mis.Sic.	Yn	M sn	x/d	C.Rid.
1	S	0	106500	-14	138223	1.298	94.6	132682	0.06	0.70

#### METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
ec 3/7	Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
ef min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Yf min	Ordinata in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,O sez.)
ef max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Yf max	Ordinata in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N° Comb	ec max	ec 3/7	Yc max	ef min	Yf min	ef max	Yf max
1	0.00350	-0.02422	100.0	0.00091	96.0	-0.05860	4.0

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI**

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [(daN/cm²]
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [(daN/cm²]
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [daN/cm²]
Yf min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff.	Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff.	Area di congl. [cm²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
Af eff.	Area Barre tese di acciaio [cm²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)
D barre	Distanza media in cm tra le barre tese efficaci (verifica fess. formule (7.11)(7.14)EC2

N° Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Yf min	Dw Eff.	Ac Eff.	Af Eff.	D barre
1	S	54.5	100.0	0.0	75.8	-2419	96.0	19.4	1940	38.0	10.2

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE**

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sclmax	Massima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm²]
Sclmin	Minima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm²]
Sc Eff	Tensione al limite dello spessore teso efficace nello STATO I [daN/cm²]
K3	Coeff. di normativa = 0,25 (Sclmin + ScEff)/(2 Sclmin)
Beta12	Prodotto dei Coeff. di aderenza Beta1*Beta2
Eps	Deformazione unitaria media tra le fessure
Srm	Distanza media in mm tra le fessure
Ap.fess.	Apertura delle fessure in mm = 1,7*Eps*Srm

N° Comb	Ver	Sclmax	Sclmin	Sc Eff	K3	Beta12	Eps	Srm	Ap.Fess.
1	S	38.1	-38.1	-23.3	0.202	0.50	0.000847	169	0.243

**Elementi che non richiedono armatura a taglio**

$f_{ck} =$	32	Mpa	
$d =$	850	mm	altezza utile
$A_{sl} =$	3799.4	mm <sup>2</sup>	armatura longitudinale tesa
$b_w =$	1000	mm	larghezza minima della sezione in zona tesa
$A_c =$	850000	mm <sup>2</sup>	area sezione calcestruzzo
$N_{ed} =$	0	kN	forza assiale nella sezione(positive le compressioni)
$C_{rd,c} =$	0.12		
$k_1 =$	0.15		
$k =$	1.4851	≤	2
$\rho_1 =$	0.004469882	≤	0.02
$\sigma_{cp} =$	0.0000	<	3.6267
$v_{min} =$	0.3583		
$V_{Rd,c} =$	367.70	kN	formula estesa
$V_{Rd,c} =$	304.57	kN	valore minimo di resistenza

**Elementi che richiedono armatura a taglio**

precompresso?

no

$\sigma_{cp} =$	-	Mpa	tensione media di compressione nel cls(positiva)
$\alpha =$	90	°	1.57 radianti
$\theta =$	21.8	°	0.38 radianti
$b_w =$	1000	mm	larghezza minima della sezione
$d =$	850	mm	altezza utile
$z =$	765	mm	braccio della coppia interna
$A_{sw} =$	615.44	mm <sup>2</sup>	area sezione trasversale armatura a taglio
$s =$	200	mm	passo staffe
$f_{ywd} =$	391.30	Mpa	tensione di progetto delle armature a taglio
$\alpha_{cw} =$	1.0000		
$v_1 =$	0.5232		
$f_{cd} =$	18.13	Mpa	
$V_{Rd,s} =$	2303.05	kN	resistenza lato acciaio
$V_{Rd,max} =$	2502.57	kN	resistenza lato calcestruzzo
1.204	≤	4.74368	verifica di duttilità per rottura lato acciaio

## 10 ANALISI DELLA STRUTTURA DI SOSTEGNO IN DIAFRAMMI

### 10.1 Modellazione di calcolo

Il calcolo agli elementi finiti del modello di interazione terreno-struttura è stato effettuato utilizzando il codice PARATIE PLUS (versione 9.057) prodotto dalla "CeAs" – Milano – ITA.

Gli effetti nelle opere di sostegno flessibile delle spinte del terreno e delle azioni concentrate offerte dalla tirantatura sono stati esaminati con l'ausilio del programma di calcolo per l'analisi di strutture di sostegno flessibili PARATIE Plus 2011.

PARATIE Plus® analizza il comportamento meccanico di una struttura di sostegno flessibile di uno scavo in terreno o roccia, ponendo l'accento sull'aspetto dell'interazione "locale" fra parete e terreno.

Lo studio di una parete flessibile è condotto attraverso una simulazione numerica del reale: il programma stabilisce e risolve un sistema di equazioni algebriche la cui soluzione permette di riprodurre abbastanza realisticamente l'effettivo comportamento dell'opera di sostegno.

La simulazione numerica utilizzata segue due differenti percorsi:

- Analisi classica = viene eseguita una analisi all'equilibrio limite della singola o doppia paratia. Il calcolo delle sollecitazioni avviene per mezzo delle teorie classiche. Il calcolo degli spostamenti avviene tramite un'analisi elastica semplificata considerando lo schema di carico e di vincoli imposti dall'Utente.
- Analisi non lineare secondo un modello "a molle" elasto plastiche" per la parte terreno. La schematizzazione in elementi finiti avviene in questo modo:
  - si analizza un problema piano (nel piano Y-Z): i gradi di libertà nodali attivi sono lo spostamento laterale e la rotazione fuori piano: gli spostamenti verticali sono automaticamente vincolati (di conseguenza le azioni assiali nelle pareti verticali non sono calcolate);
  - la parete flessibile di sostegno vera e propria è schematizzata da una serie di elementi finiti BEAM verticali;
  - il terreno, che spinge contro la parete (da monte e da valle) e che reagisce in modo complesso alle deformazioni della parete, è simulato attraverso un doppio letto di molle elasto-plastiche connesse agli stessi nodi della parete;
  - i tiranti, i puntoni, le solette, gli appoggi cedevoli o fissi, sono schematizzati tramite molle puntuali convergenti in alcuni punti (nodi) della parete ove convergono parimenti elementi BEAM ed elementi terreno.

Lo scopo di PARATIE Plus® è lo studio di un problema definito; in altre parole, il programma analizza la risposta, durante le varie fasi realizzative, di una parete caratterizzata in tutte le sue componenti (altezza, infissione e spessore della parete, entità dei tiranti, ecc.). Il problema è ricondotto a uno schema piano in cui viene analizzata una "fetta" di parete di larghezza unitaria, come mostrato nella Figura seguente.

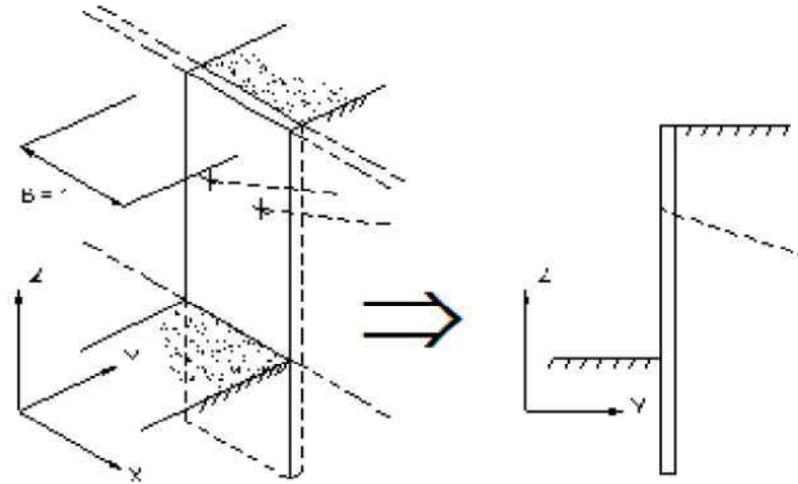


Figura 24 – schema analizzato

La modellazione numerica dell'interazione terreno-struttura è del tipo "TRAVE SU SUOLO ELASTICO". Le pareti di sostegno vengono rappresentate con elementi finiti trave il cui comportamento è definito dalla rigidezza flessionale  $EJ$ , mentre il terreno viene simulato attraverso elementi elastoplastici monodimensionali (molle) connessi ai nodi delle paratie; ad ogni nodo convergono uno o al massimo due elementi terreno:

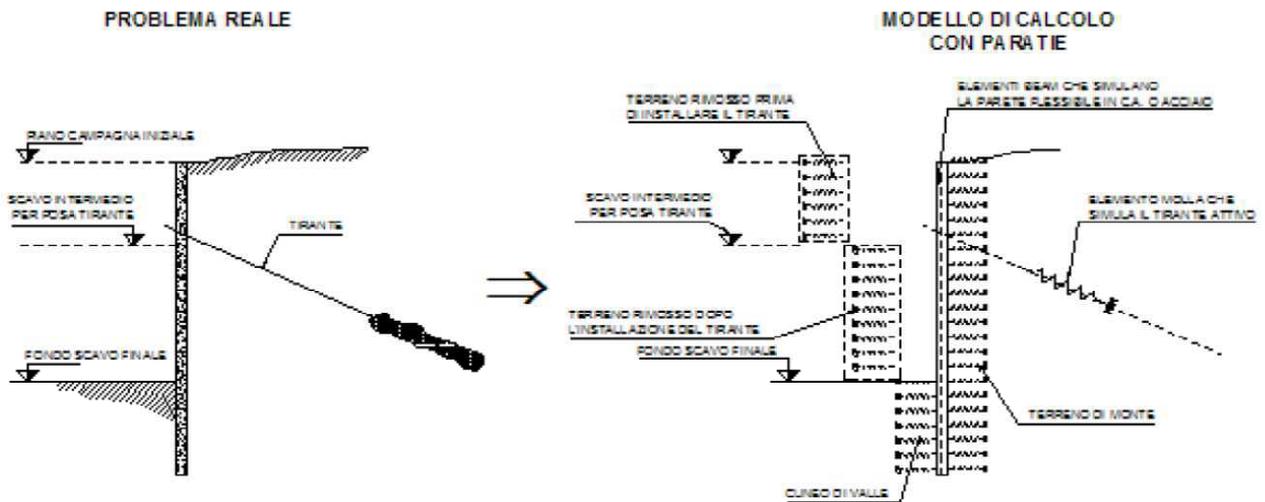


Figura 25 – modello in paratie

Il limite di questo schema sta nell'ammettere che ogni porzione di terreno, schematizzata da una "molla", abbia comportamento del tutto indipendente dalle porzioni adiacenti; l'interazione fra le varie regioni di terreno è affidata alla rigidezza flessionale della parete.

PARATIE calcola internamente e aggiorna costantemente tale parametro, sulla base del modulo elastico (Young) e la geometria del muro. In altre parole, ad ogni passo, la rigidezza K della "molla" viene calcolata dalla seguente equazione:

$$k = a \cdot \frac{E_s \cdot t}{L}$$

dove

a è un fattore di scala posto pari a 1

Es è il modulo di Young del terreno

t è l'interasse della molla

L è un parametro geometrico che tiene conto della geometria del muro

Il valore di L è differente in funzione del lato della paratia considerato (monte o valle):

$$L_M = \frac{2}{3} \cdot H' \cdot \tan(45^\circ - \phi/2)$$

$$L_V = \frac{2}{3} \cdot (H' - D) \cdot \tan(45^\circ + \phi/2)$$

dove

D è la profondità di scavo

H è l'altezza totale del paramento

H' è definito come  $\min(2D, H)$

Nella figura seguente viene riportato in via grafica il criterio per la definizione di LM e LV:

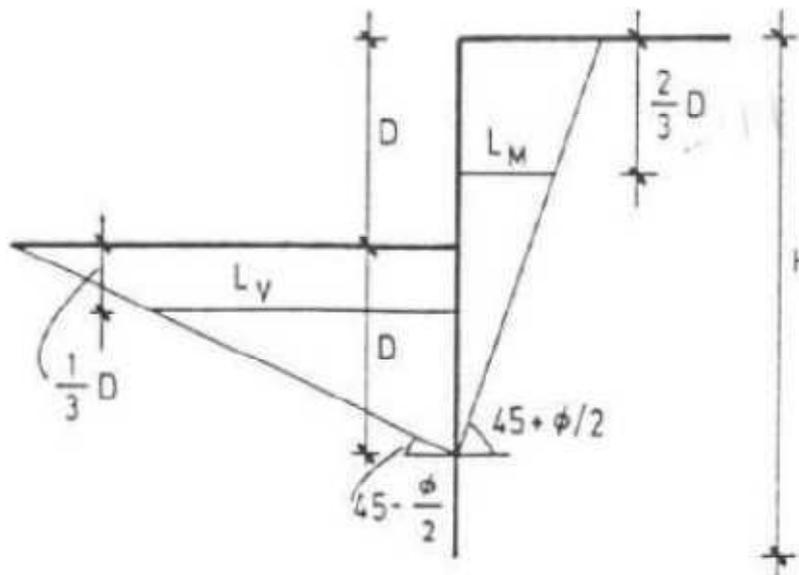


Figura 26 – criterio LM e LV

La realizzazione dello scavo sostenuto da una o due paratie, eventualmente tirantate, viene seguita in tutte le varie fasi attraverso un'analisi STATICA INCREMENTALE: ogni passo di carico coincide con una ben precisa configurazione caratterizzata da una certa quota di scavo, da un certo insieme di tiranti applicati, da una ben precisa disposizione di carichi applicati.

Poiché il comportamento degli elementi finiti è di tipo elastoplastico, ogni configurazione dipende in generale dalle configurazioni precedenti e lo sviluppo di deformazioni plastiche ad un certo passo condiziona la risposta della struttura nei passi successivi. La soluzione ad ogni nuova configurazione (step) viene raggiunta attraverso un calcolo iterativo alla Newton-Raphson (Bathe (1996)).

L'analisi ha lo scopo di indagare la risposta strutturale in termini di deformazioni laterali subite dalla parete durante le varie fasi di scavo e di conseguenza la variazione delle pressioni orizzontali nel terreno. Per far questo, in corrispondenza di ogni nodo è necessario definire due soli gradi di libertà, cioè lo spostamento orizzontale e la rotazione attorno all'asse X ortogonale al piano della struttura (positiva se antioraria).

Ne consegue che con questo strumento non possono essere valutati:

- cedimenti o innalzamenti verticali del terreno in vicinanza dello scavo
- condizioni di stabilità generale del complesso parete+terreno+tiranti

In questa impostazione particolare, inoltre, gli sforzi verticali nel terreno non sono per ipotesi influenzati dal comportamento deformativo orizzontale, ma sono una variabile del tutto indipendente, legata ad un calcolo basato sulle classiche ipotesi di distribuzione geostatica.

I contrasti rappresentati dai tiranti sono schematizzati mediante elementi finiti che divengono attivi a partire dal momento in cui vengono inseriti. L'inserimento di tali elementi provoca nel modello due effetti:

- l'insorgenza di una forza nel nodo di applicazione, corrispondente alla forza di coazione eventualmente imposta;
- la modifica delle rigidezza globale della struttura (matrice di rigidezza assemblata) attraverso l'aggiunta di un contributo pari alla rigidezza del contrasto.

Quando, nelle fasi successive, in corrispondenza del nodo ove il tirante è connesso viene a modificarsi lo spostamento, lo stato di sollecitazione nel tirante subirà incrementi pari all'incremento di spostamento moltiplicato per la rigidezza. Nelle equazioni di equilibrio si tiene ovviamente conto delle variazioni di sforzo nei contrasti.

## 10.2 Criteri di verifica

### 10.2.1 Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU)

#### 10.2.1.1 Verifiche a presso-flessione

Si verifica che le coppie di sollecitazioni ( $N_{Ed}$ ,  $M_{Ed}$ ) ottenute per la combinazione fondamentale verifichino la disuguaglianza:

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed}$$

ovvero siano interne al dominio di resistenza della sezione esaminata.

#### 10.2.1.2 Verifiche a taglio

Si verifica che risulti:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

Il taglio resistente in assenza di specifica armatura si ottiene dall'espressione:

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

con:

$$k = 1 + (200 / d)^{1/2} \leq 2 ; v_{\min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

$d$  = altezza utile della sezione in mm

$\rho_1 = A_{s1} / (b_w \cdot d)$  rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa ( $\leq 0,02$ )

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$  tensione media di compressione nella sezione ( $\leq 0,2f_{cd}$ )

$b_w$  = larghezza della membratura resistente a taglio in mm

Il taglio resistente in presenza di specifica armatura si ottiene dall'espressione:

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

dove:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \vartheta) \cdot \sin \alpha$$

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

$A_{sw}$  area armatura trasversale

$s$  passo armatura trasversale

$\alpha$  angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse trave

$\vartheta$  angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse trave

$f'_{cd}$  resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ( $f'_{cd} = 0,5 f_{cd}$ )

$\alpha_c$	coefficiente amplificativo pari a:	
	1 per membrature non compresse	
	$1 + \sigma_{cp} / f_{cd}$	per $0 \leq \sigma_{cp} \leq 0,25f_{cd}$
	1.25	per $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,50f_{cd}$
	$2.5(1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$	per $0,50 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq f_{cd}$

### 10.2.1.3 Verifiche agli Stati Limite di Esercizio

In relazione alle classi di esposizione delle singole parti di struttura si adottano i limiti di apertura delle fessure e tensionali come da normativa a seconda del tipo di combinazione di carico.

#### Verifica di apertura delle fessure:

L'apertura convenzionale delle fessure è calcolata con le modalità indicate dal D. M. del 14 gennaio 2008, e valutata con le sollecitazioni relative alle Combinazioni FR e QP della normativa vigente. La verifica a fessurazione viene eseguita in condizione di ambiente ordinario ed armature poco sensibili:

- combinazione di carico Frequente:  $w_k \leq w_3 = 0,40\text{mm}$
- combinazione di carico quasi permanente:  $w_k \leq w_2 = 0,30\text{mm}$

#### Verifica delle tensioni di esercizio:

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

- per la condizione QP si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a  $\sigma_c < 0,45 f_{ck}$ ;
- per la condizione rara si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a  $\sigma_c < 0,60 f_{ck}$ , mentre quelle dell'acciaio  $\sigma_s < 0,80 f_{yk}$ .

### 10.2.2 Verifiche dei tiranti

Devono essere confrontate:

- La massima azione di progetto Pd, determinata valutando i possibili stati limite (SLE, SLU) e relativi coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.6.I. del paragrafo 6.6 delle NTC2008
- la resistenza di progetto Rad, determinata applicando alla resistenza caratteristica Rak i fattori parziali  $\gamma_R$  riportati nella Tab. 6.6.I. delle NTC2008

Inoltre nel rispetto della gerarchia delle resistenze, si deve verificare che la resistenza a sfilamento della fondazione dell'ancoraggio sia sempre minore della resistenza caratteristica al limite di snervamento del tratto libero.

Per il tirante si definiscono allo scopo le seguenti entità :

- n = numero di trefoli
- A = area sezione trefolo

- $p\%$  = perdite totali di tensione (rilassamento+attrito)
- $S_{s,es}$  = tasso nominale di esercizio =  $0,8 f_{p(1)k}$
- $T_b$  = tiro di bloccaggio
- $T_{nom}$  = tiro di esercizio nominale =  $n \cdot A \cdot S_{s,es}$
- $T_e$  = tiro di esercizio ammissibile =  $b \cdot T_{nom} = n \cdot b \cdot A \cdot S_{s,es}$
- $T_0$  =  $T_b(1-p\%)$  = tiro iniziale di calcolo a  $\cdot T_e$
- $T_{max}$  = tiro massimo di calcolo  $> T_0$
- $T_c$  = tiro di collaudo =  $c \cdot T_{max}$

Ogni trefoli utilizzato per la realizzazione dei tiranti deve rispettare le seguenti prescrizioni:

- è costituito da 7 fili in acciaio armonico con:

$$f_{p(1)k} > 1670 \text{ MPa}$$

$$S_{s,es} = 1336 \text{ MPa}$$

- Area  $A=139 \text{ mm}^2$ , avendo con  $\phi = 0,6'' = 15,2 \text{ mm}$
- è stabilizzato, con  $p\% = 0,07$
- $a = 0,8$
- $b = 0,9$  (AICAP 93 per tiranti nel terreno)
- $c = 1,2$  (AICAP 93 per tiranti nel terreno, da mantenere in opera)
- $T_{nom} = n \cdot 18,57 \text{ ton}$
- $T_e = n \cdot 16,71 \text{ ton}$  (da ridurre cautelativamente a  $n \cdot 15,0 \text{ ton}$ )
- $T_0 = n \cdot 15,0 \cdot 0,8 = n \cdot 12,0 \text{ ton}$
- $T_b = n \cdot 15,0 \cdot 0,8 / (1 - 0,07) = n \cdot 15,0 \cdot 0,86 = n \cdot 12,9 \text{ ton}$

La verifica di resistenza a trazione è condotta sia nei confronti dello SLE che dello SLU.

### Verifica SLE

Il valore massimo del tiro  $T_{max,SLE}$ , ottenuto con l'analisi "A", deve risultare minore del tiro di esercizio  $T_e$ :

$$T_{max,SLE} < T_e$$

$$T_e = 0,9 \cdot 0,8 \cdot f_{p(1)k} \cdot n \cdot A \quad \text{a favore di sicurezza si assume } T_e = n \cdot 150 \text{ kN}$$

con:

$$f_{p(1)k} = 1670 \text{ MPa}$$

$n$  = numero trefoli

$A$  =  $139 \text{ mm}^2$  (area singolo trefolo)

Verifica SLU

Nel rispetto della gerarchia delle resistenze si è verificato che la resistenza caratteristica al limite di snervamento del tratto libero  $R_{pd}$  sia maggiore della resistenza a sfilamento (bulbo terreno) della fondazione dell'ancoraggio Rad. Deve quindi risultare:

$$R_{pd} > R_{ad1} > P_d$$

con:

$$R_{pd} = f_{p(1)k} \cdot n \cdot A / \gamma_s = n \cdot 202 \text{ kN} \quad (\gamma_s = 1,15)$$

$R_{ad}$  = resistenza a sfilamento della fondazione, pari al minimo tra:

$$R_{ak1} / FS_1 = \tau_1 \cdot (\pi \cdot D_1 \cdot L_1) / FS_1 = \tau_1 \cdot (\pi \cdot D_1 \cdot L_1) / 2 \quad \text{sfilamento tra bulbo e terreno}$$

$$R_{ak2} / FS_2 = \tau_2 \cdot (\pi \cdot D_2 \cdot L_2) / FS_2 = 1200 \cdot (\pi \cdot D_2 \cdot L_2) / 1,3 \quad \text{sfilamento tra malta e trefoli}$$

$\tau_1$  = assunto pari a 150 kPa per  $\beta < 10^\circ$  e  $z < 10 \text{ m}$

= assunto pari a 230 kPa per  $\beta > 10^\circ$  e  $z < 12 \text{ m}$

= assunto pari a 250 kPa per  $\beta > 10^\circ$  e  $z < 15 \text{ m}$

= assunto pari a 350 kPa per  $\beta > 10^\circ$  e  $z > 15 \text{ m}$

$P_d$  = massima azione di progetto considerando tutti i possibili stati limite ultimi e di esercizio

$D_1 = \alpha \cdot D_p$  con  $\alpha = 1,7$  e  $D_p$  diametro di perforazione pari a 180 mm (per tutti i tiranti)

$D_2 = \beta \cdot \phi$

$\phi$  = diametro di un trefolo = 15.2mm

$\beta$  = coefficiente funzione del numero di trefoli del tirante

$D_2$  = diametro equivalente all'insieme di trefoli

N° trefoli da 0.6"=15.2mm per tirante	$\beta$	$D_2$ (mm)
2	2.00	30.40
3	2.15	32.68
4	2.70	41.04
5,6,7	3.00	45.60

8	3.60	54.72
9, 10	3.90	59.28

Tabella 8: coefficienti verifica SLU tiranti

### 10.3 Metodologia d'intervento e fasi operative

Per la realizzazione degli scavi si impiegheranno paratie di diaframmi in calcestruzzo contrastate mediante ordini di tiranti.

In fase definitiva il contrasto delle paratie sarà fornito dagli elementi di elevazione dei muri ad "U" e dal solettone di fondo.

Le strutture interne si completano con il getto delle contropareti in c.a. contro le paratie, previa posa di guaine impermeabilizzanti.

Le principali fasi esecutive sono:

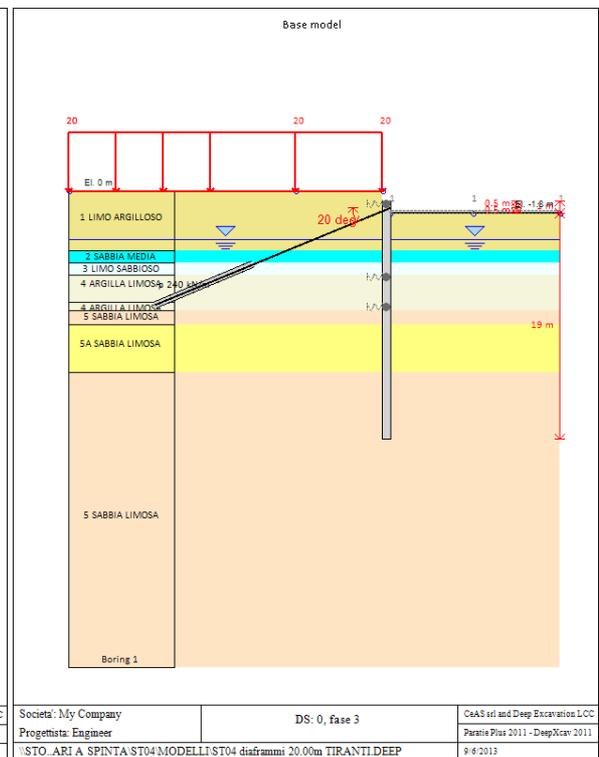
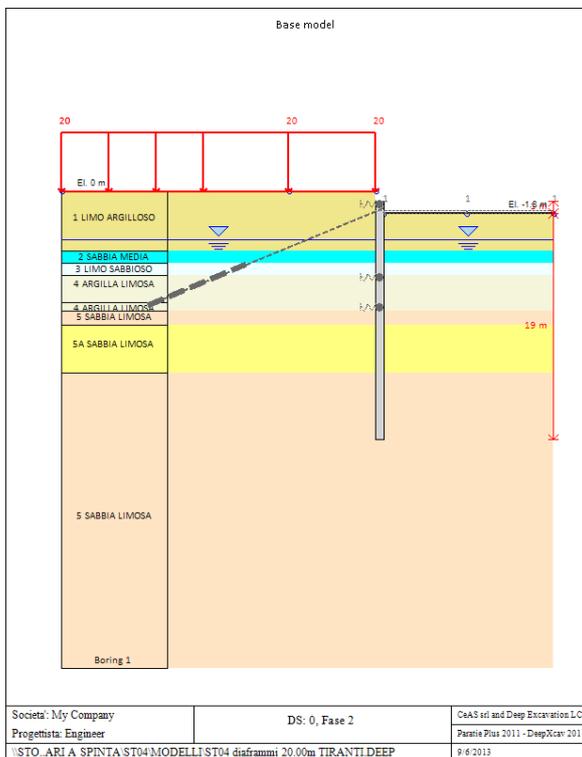
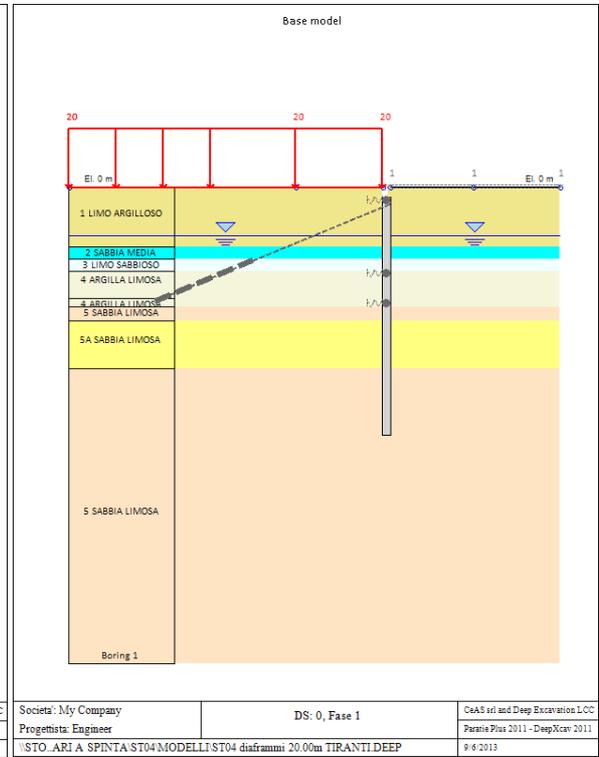
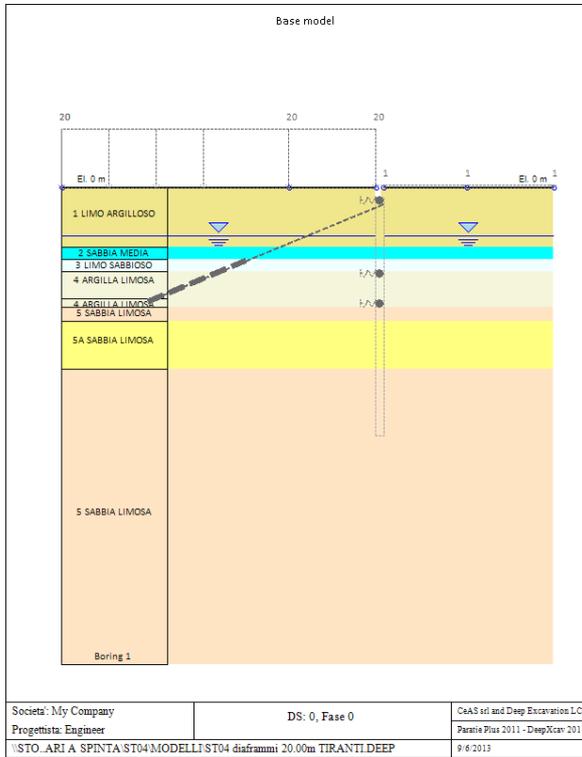
- Formazione delle corree di guida, realizzazione delle paratie (compresa trave di coronamento)
- Scavi successivi per le opportune tirantature e per la realizzazione del tampone di fondo;
- Scavo finale fino alla quota di imposta del solettone di fondo;
- Posa dell'impermeabilizzazione sul fondo scavo e a ridosso delle paratie (realizzazioni dei relativi massetti in cls);
- Getto del solettone di fondo in cui devono essere previste le opere di drenaggio delle acque;
- Completamento dell'impermeabilizzazione delle pareti laterali; getto delle contropareti;
- Completamento delle opere.

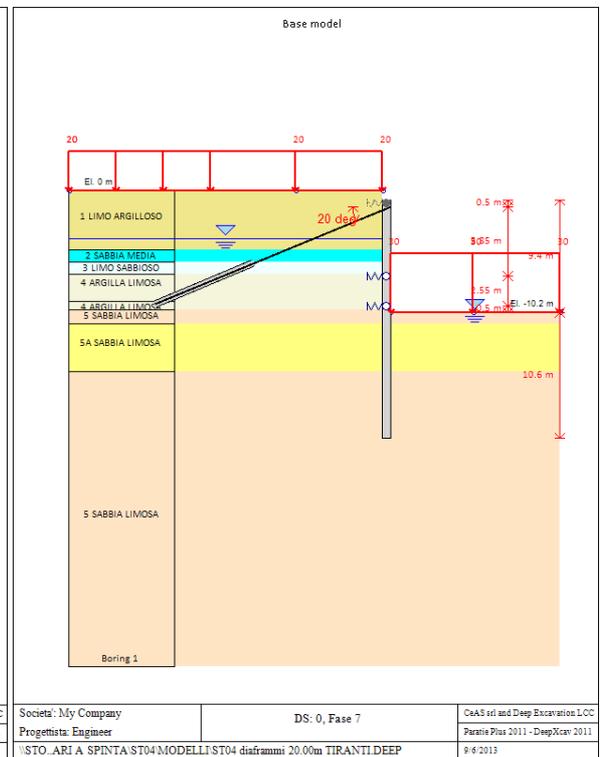
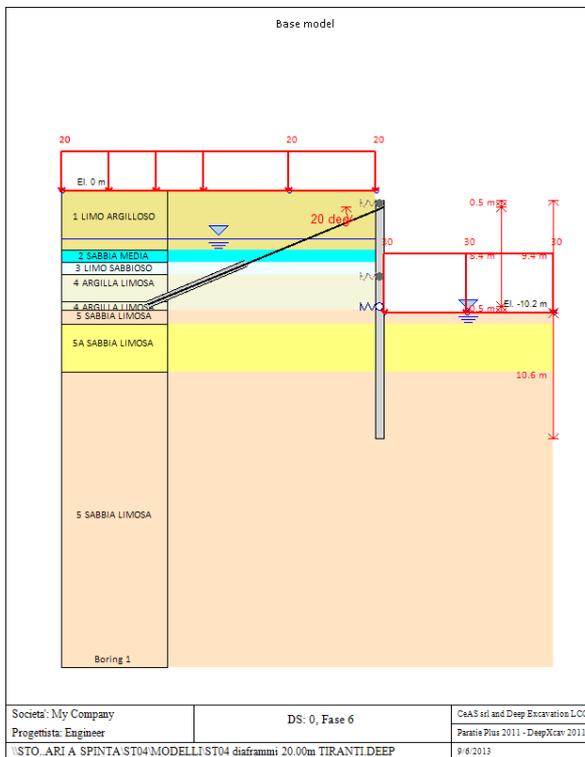
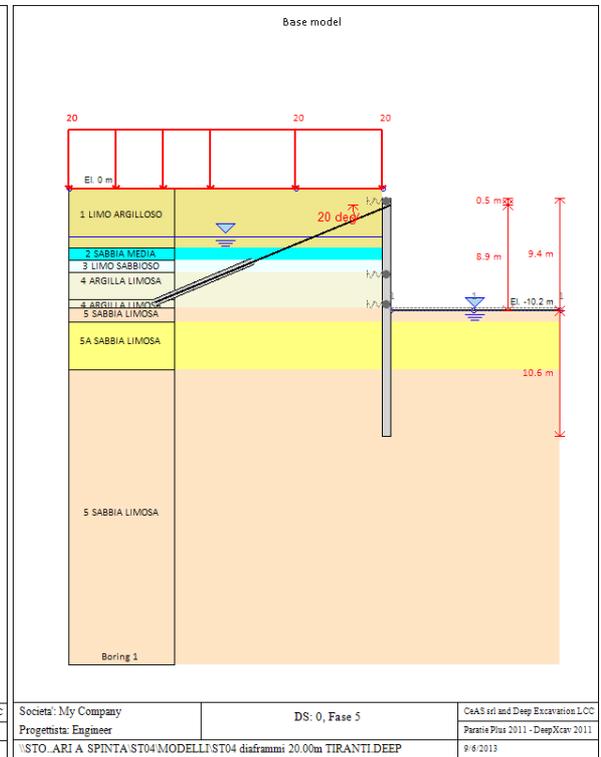
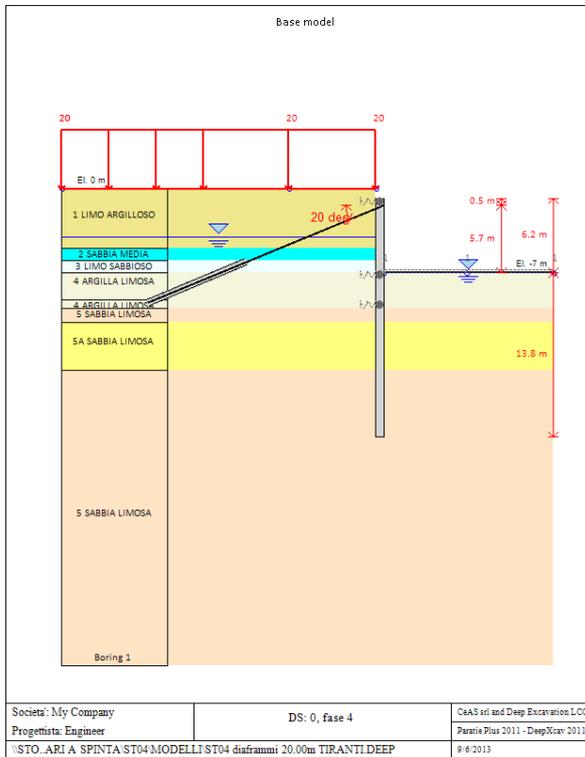
L'esecuzione dei tiranti provvisori dovrà avvenire secondo le seguenti fasi:

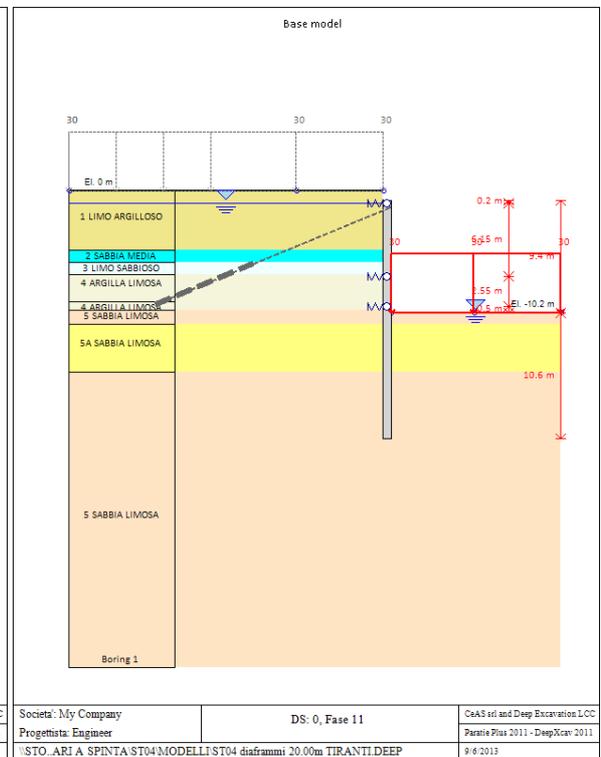
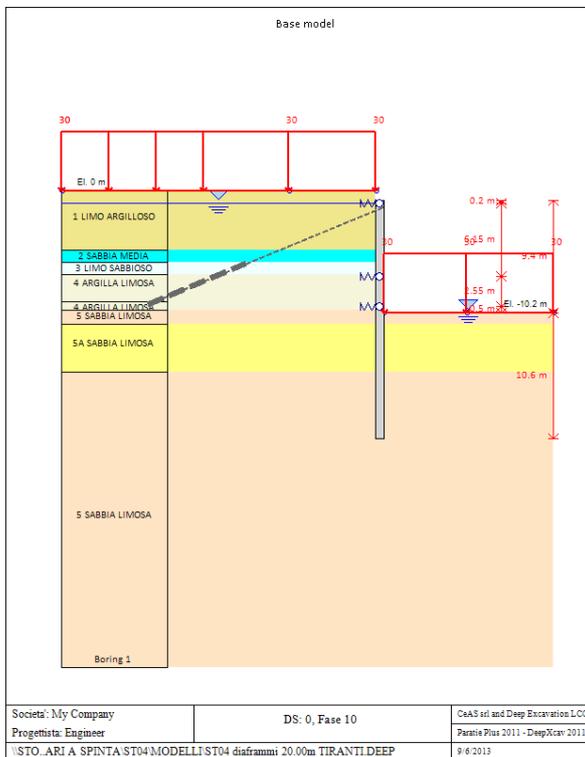
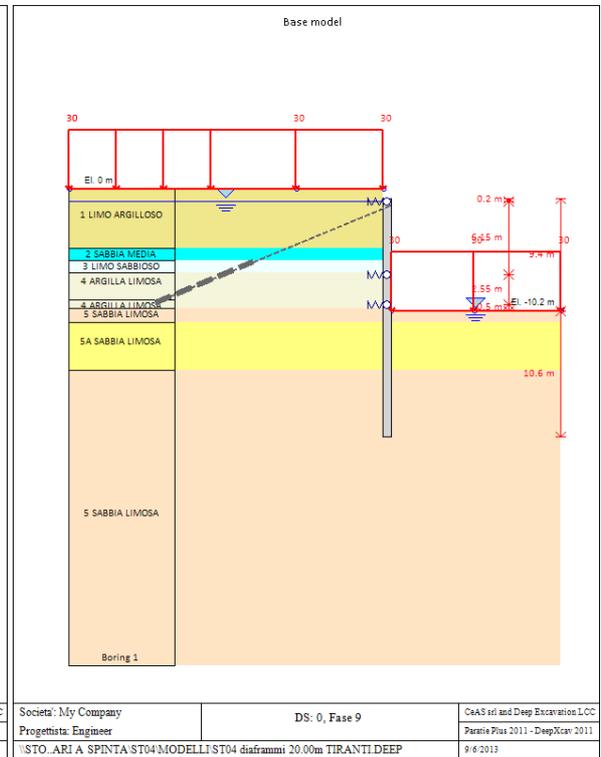
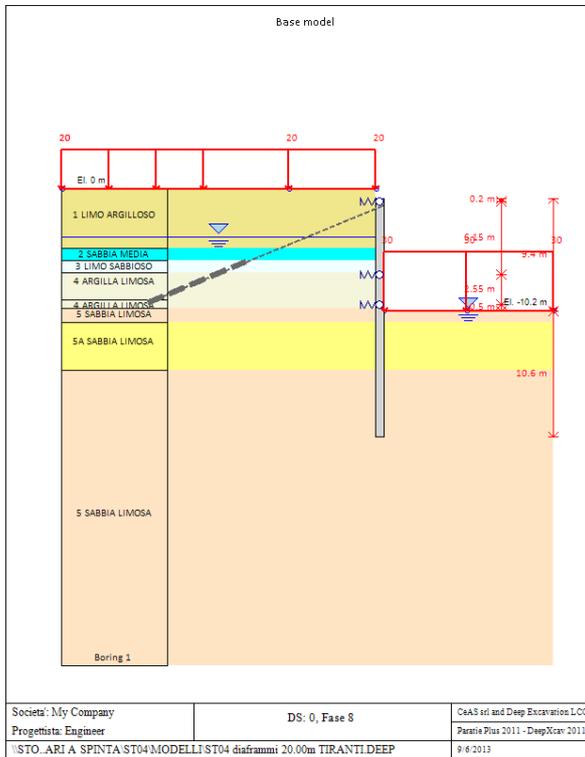
- Perforazione secondo la geometria di progetto;
- Posa in opera del tirante, dotato di distanziatori a canne per la successiva iniezione del bulbo di ancoraggio;
- Iniezione della miscela cementizia per la formazione del bulbo di ancoraggio, della lunghezza prevista in progetto;
- Iniezione di cementazione secondaria nella parte libera del tirante tra guaina liscia e parete foro;
- Fissaggio del tirante.

Si riportano nel seguito tutte le fasi implementate nel modello Paratie, per ogni sezione di verifica, per la valutazione dell'interazione terreno-struttura.

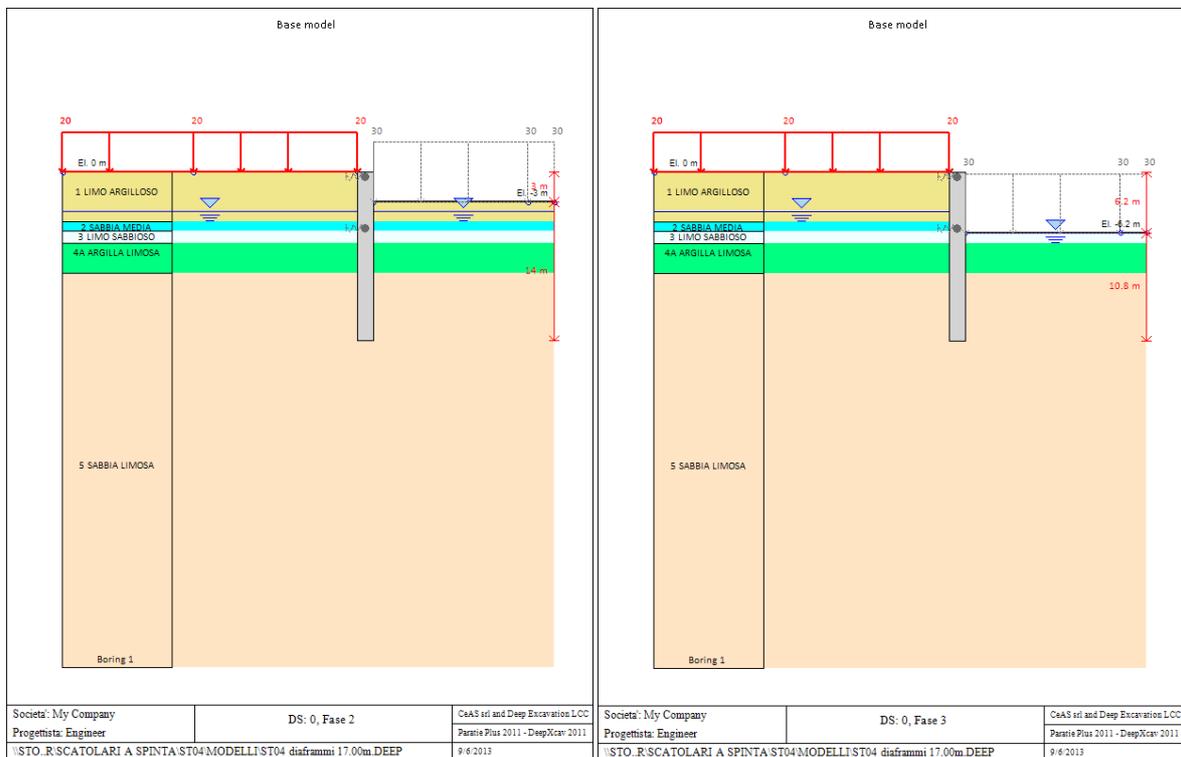
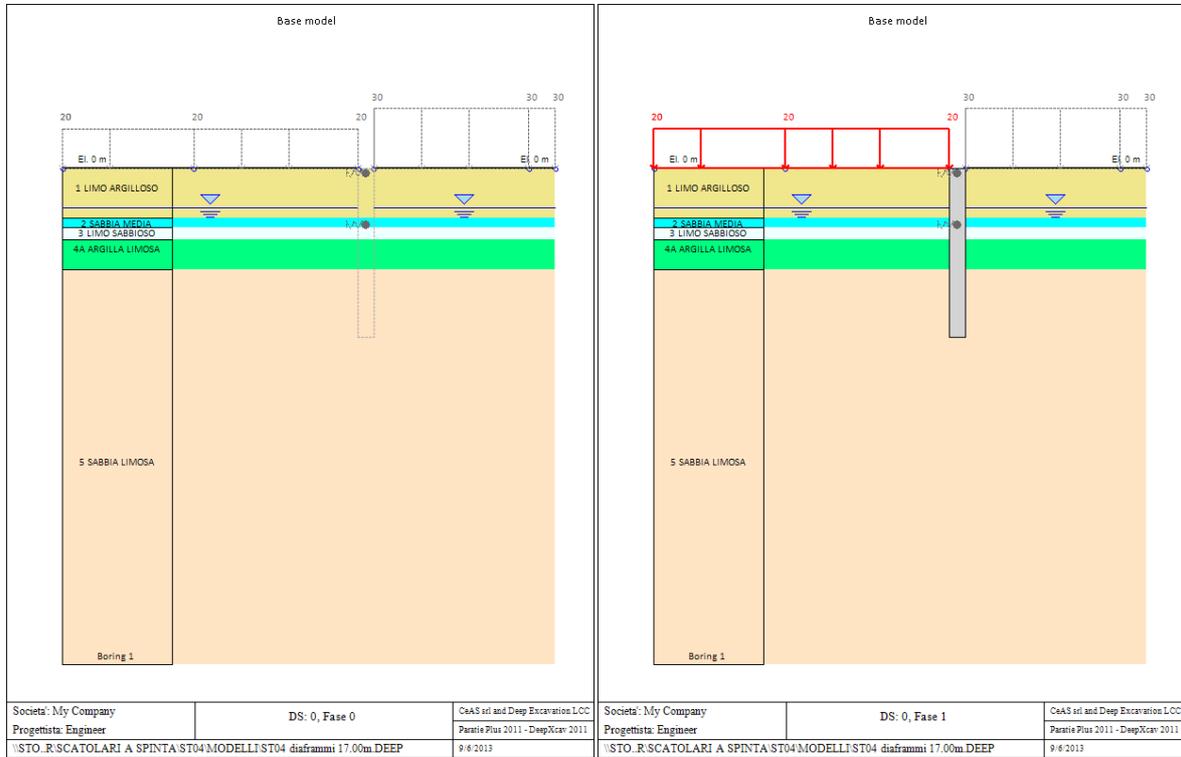
MODELLO SEZIONE TIPO 1 (H=20m con tiranti)

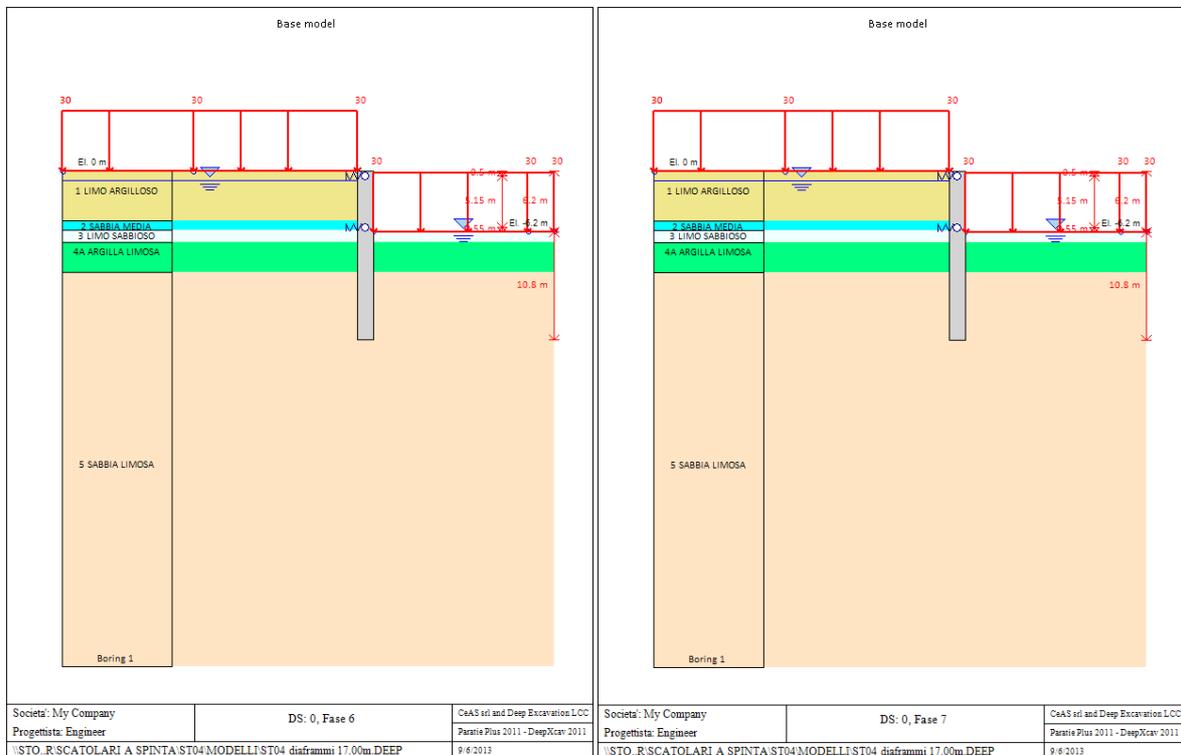
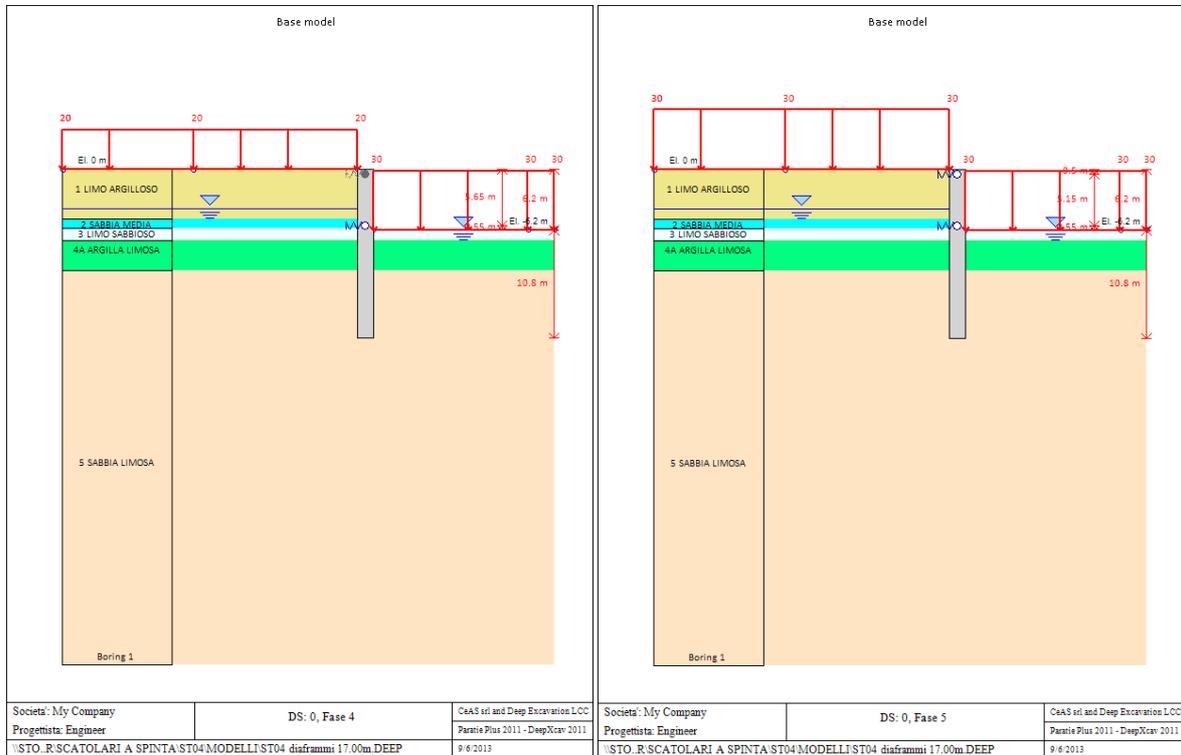


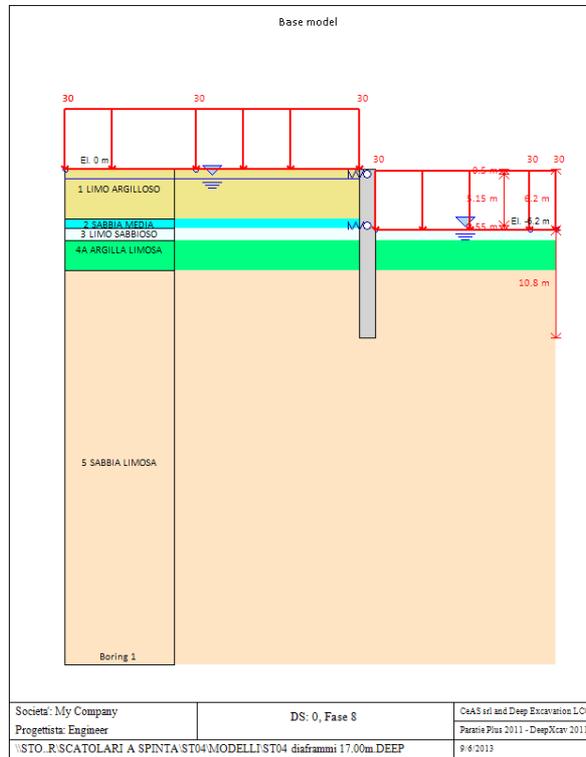




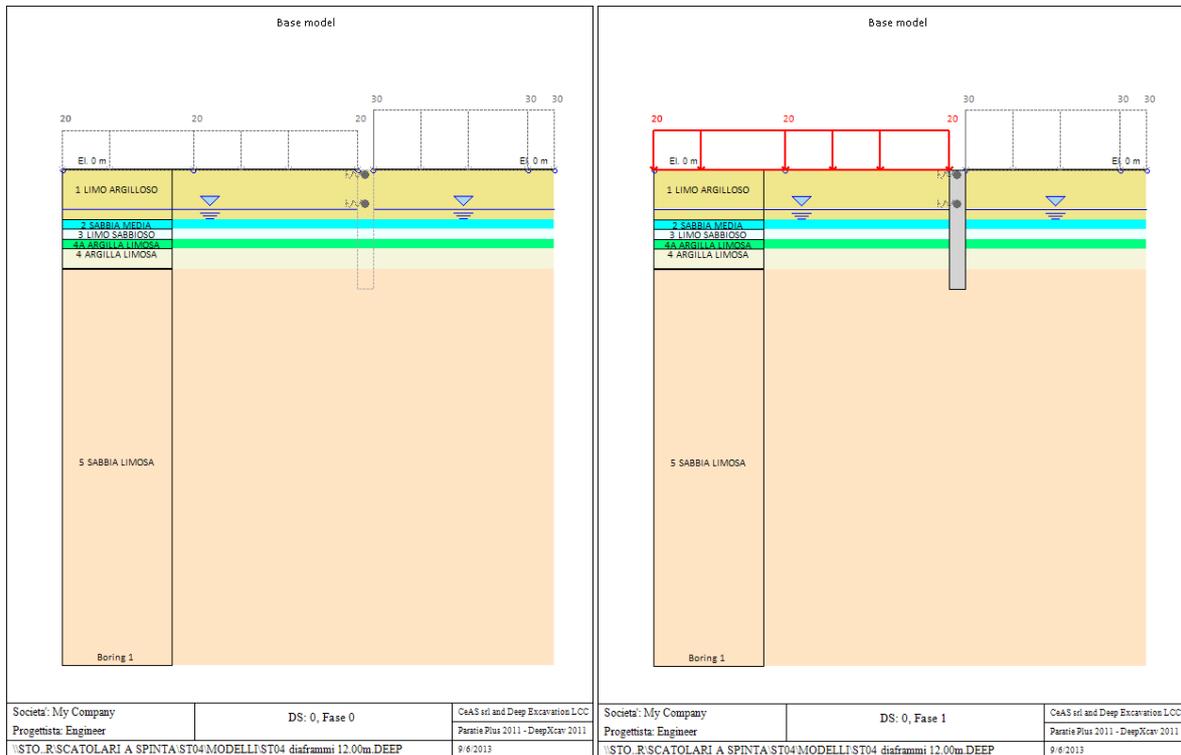
MODELLO SEZIONE TIPO 2 (H=17m senza tiranti)

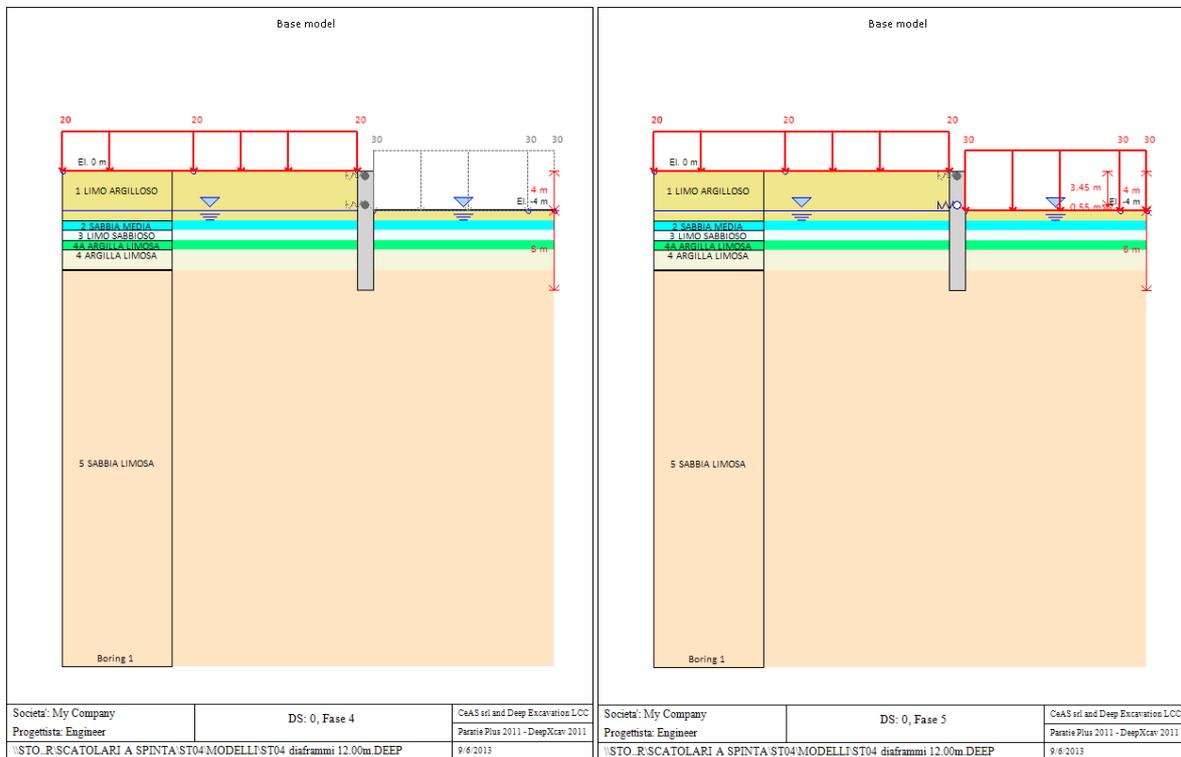
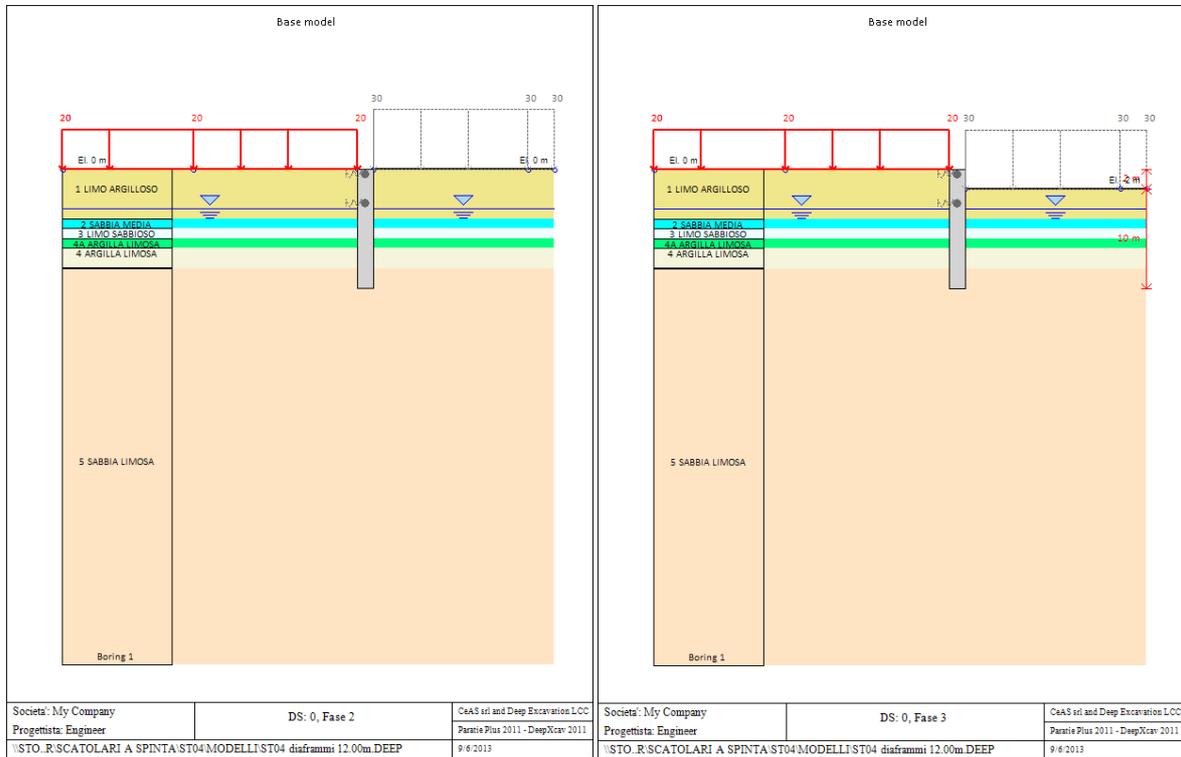


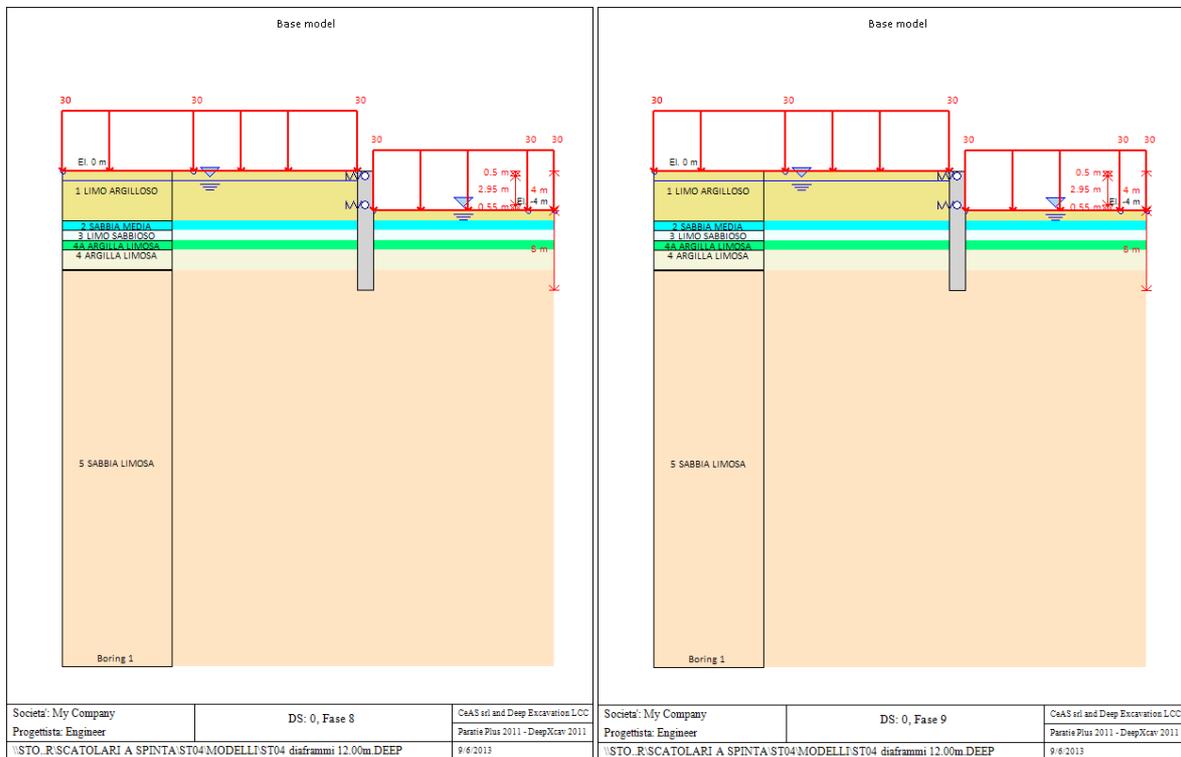
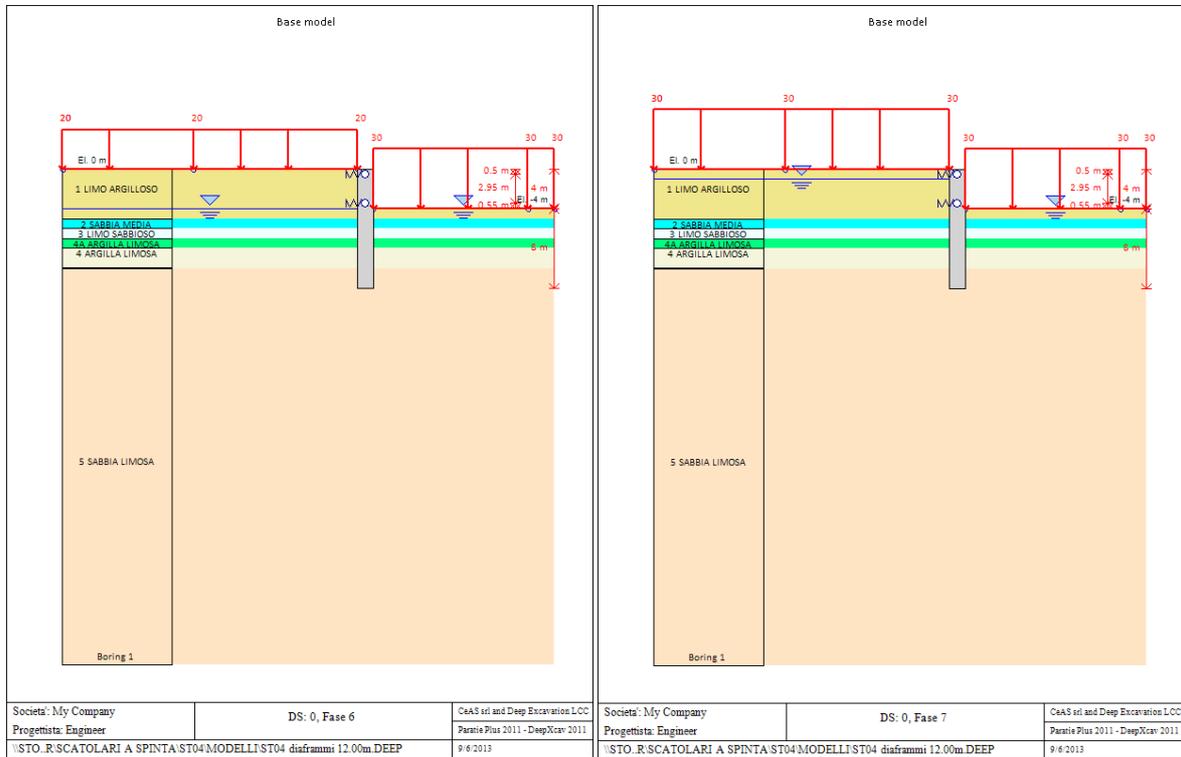




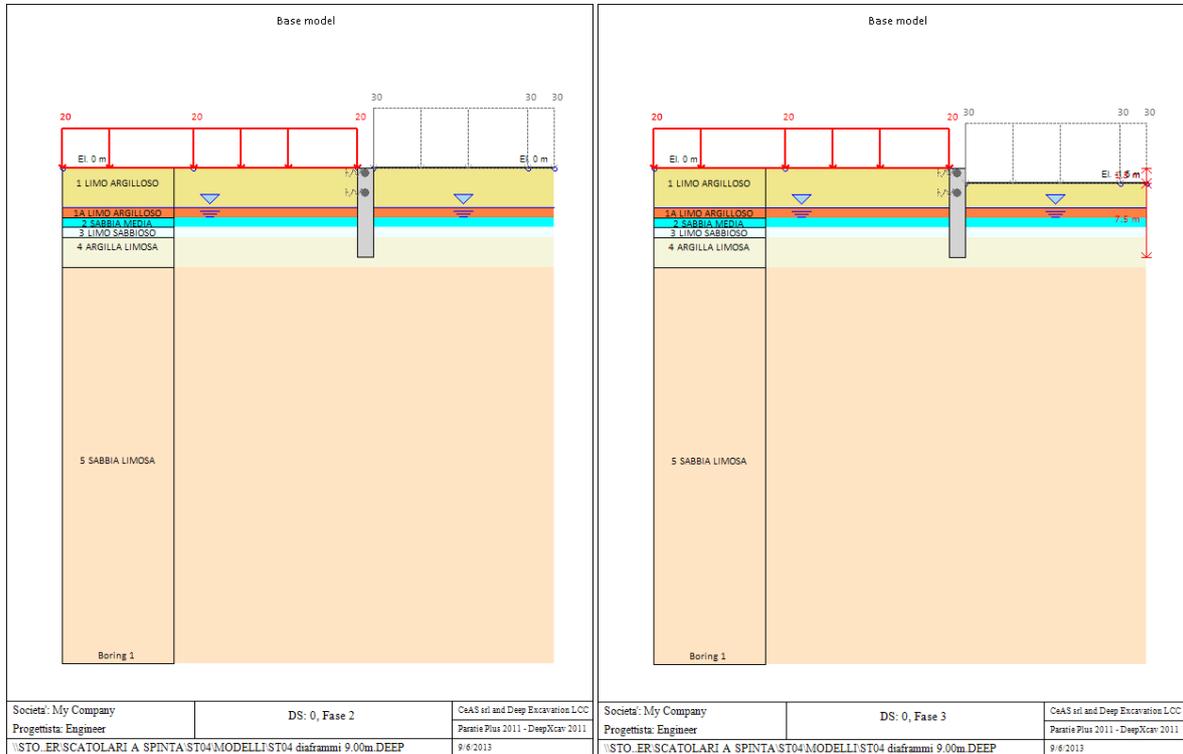
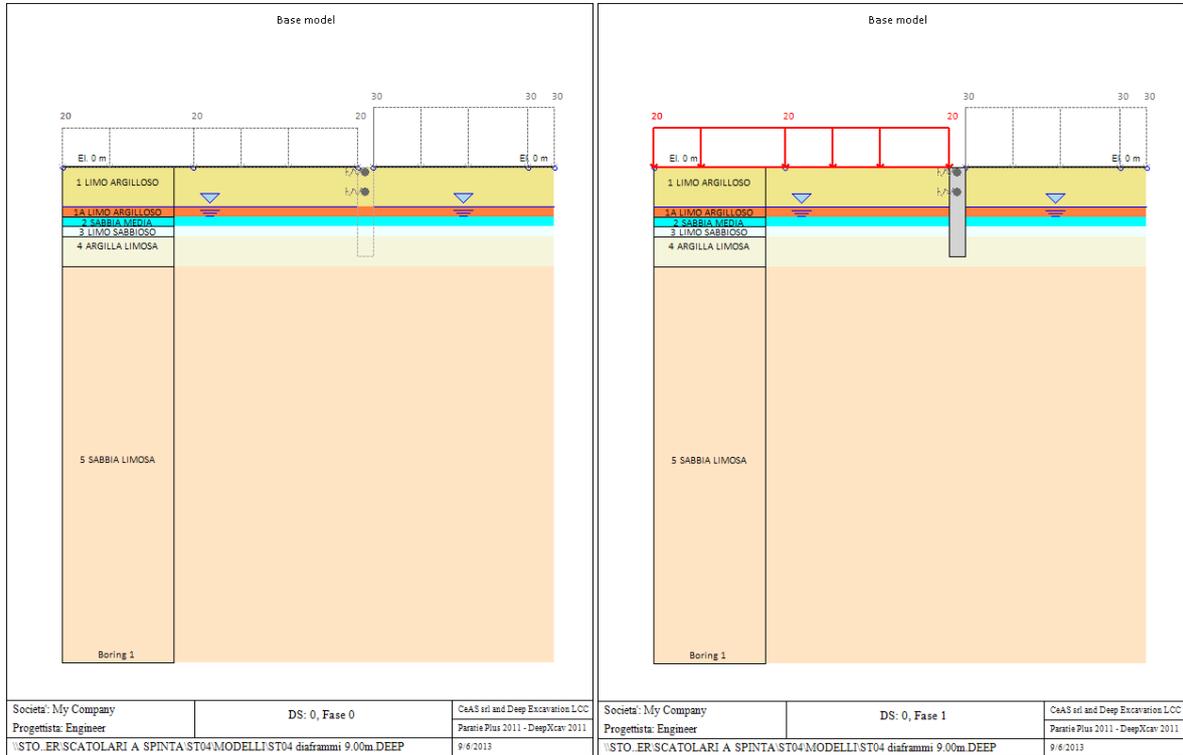
MODELLO SEZIONE TIPO 3 (H=12m senza tiranti)

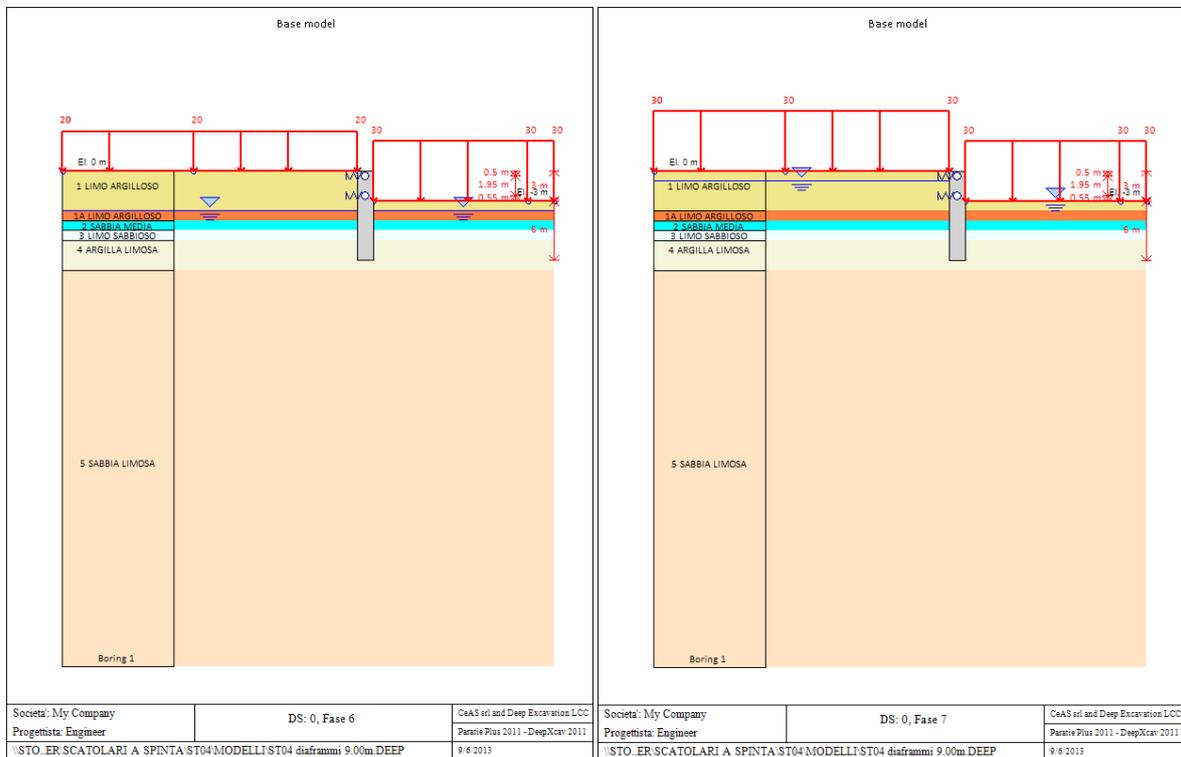
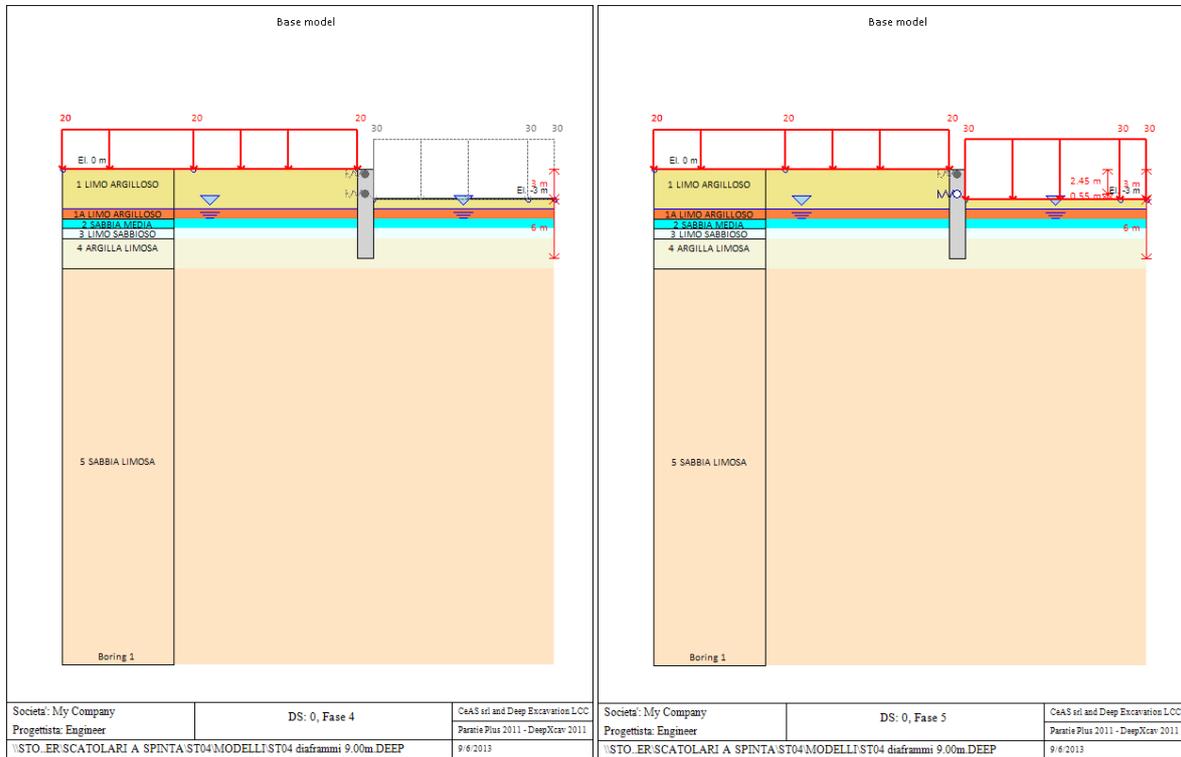


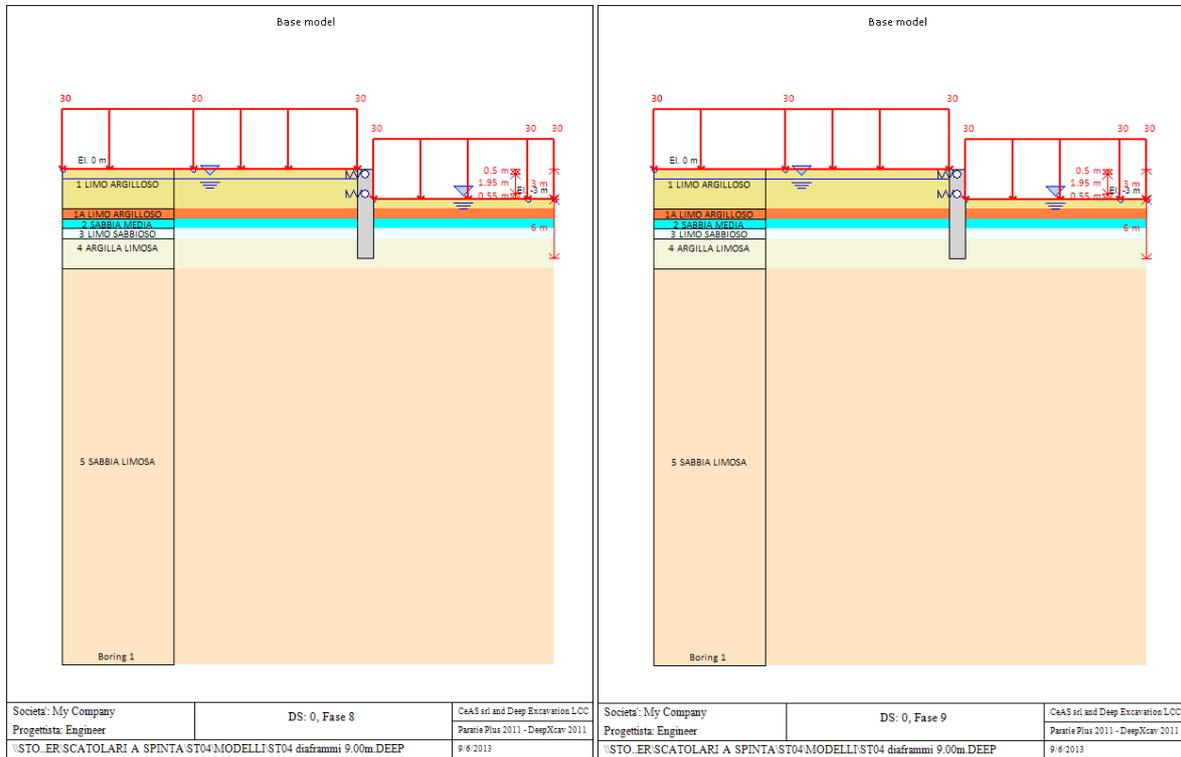




MODELLO SEZIONE TIPO 4 (H=9m senza tiranti)



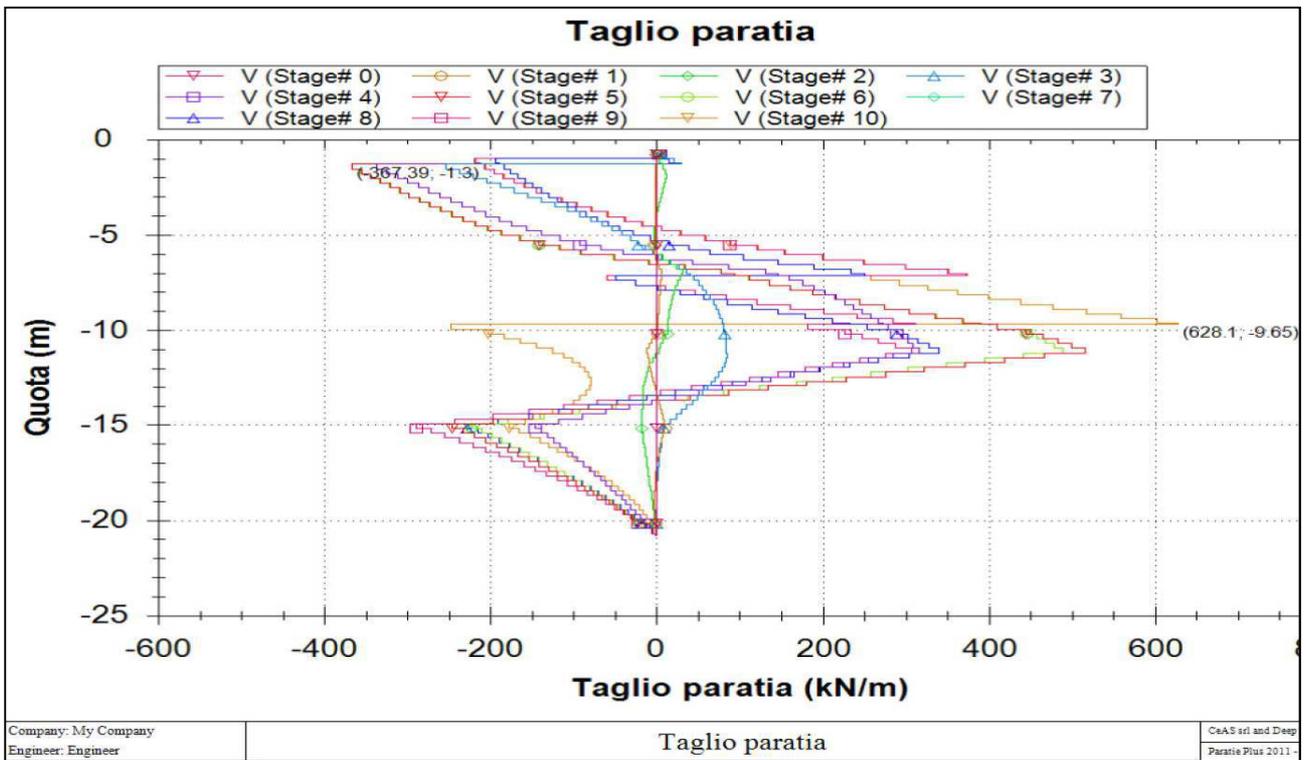
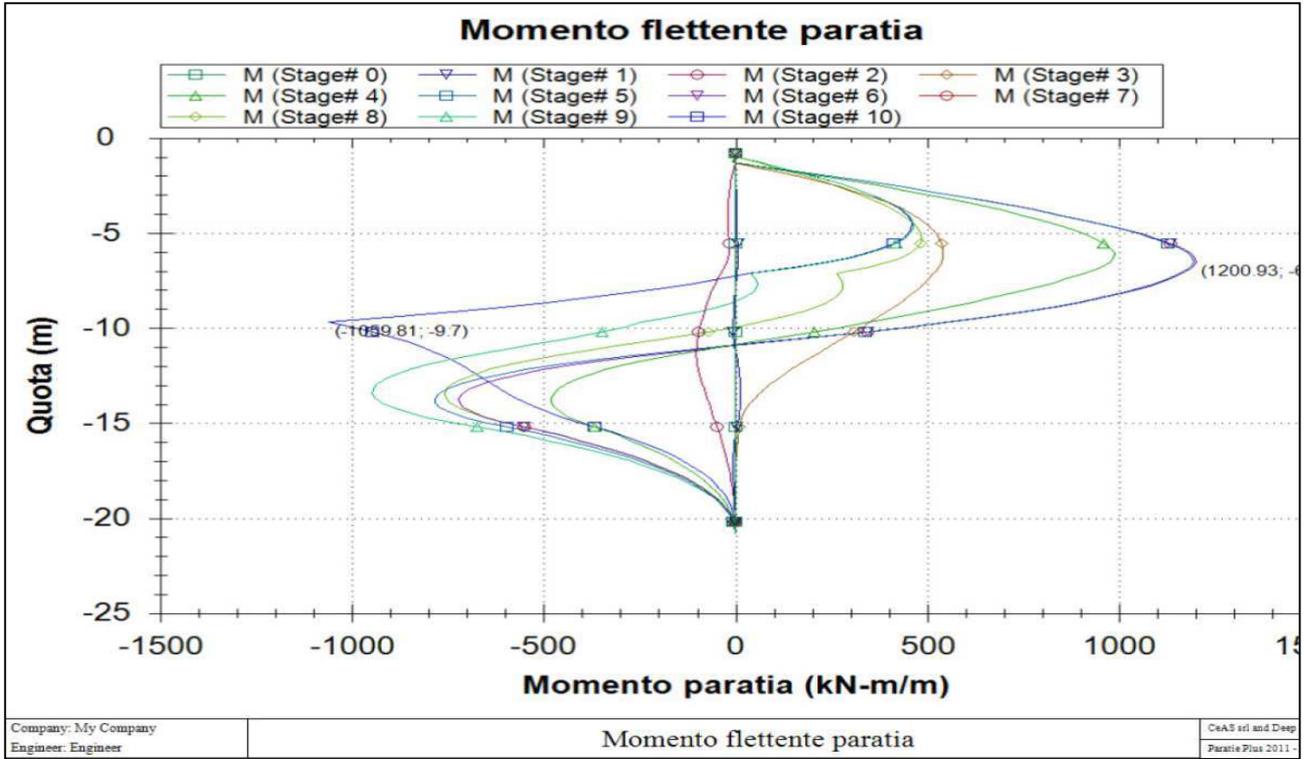


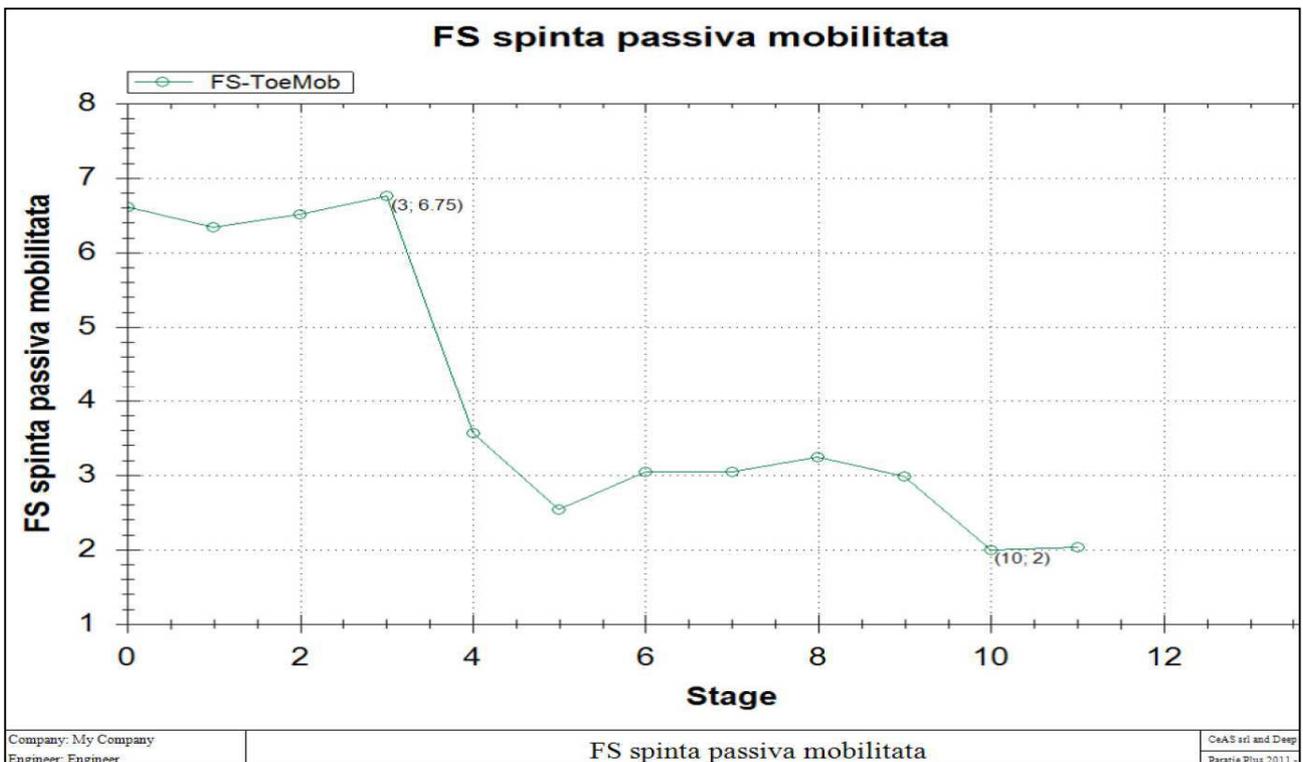
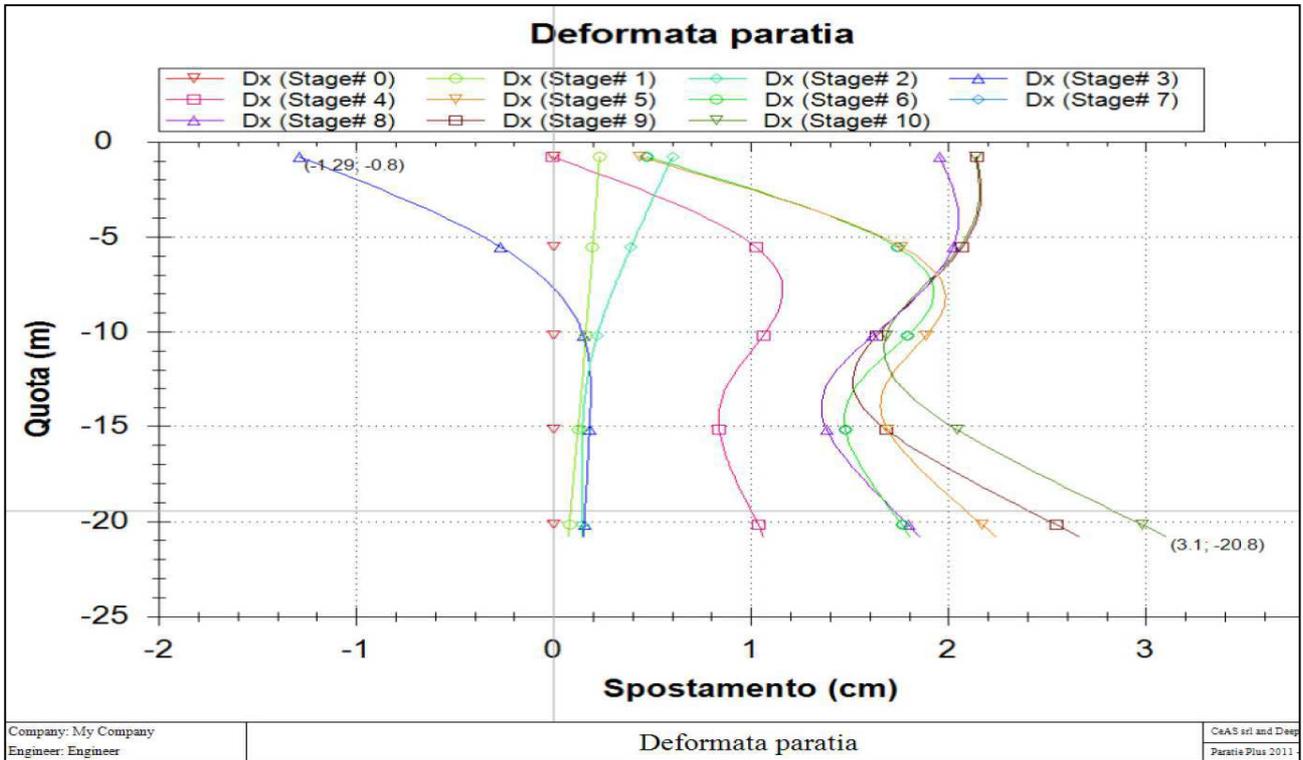


### 10.4 Sollecitazioni sugli elementi strutturali

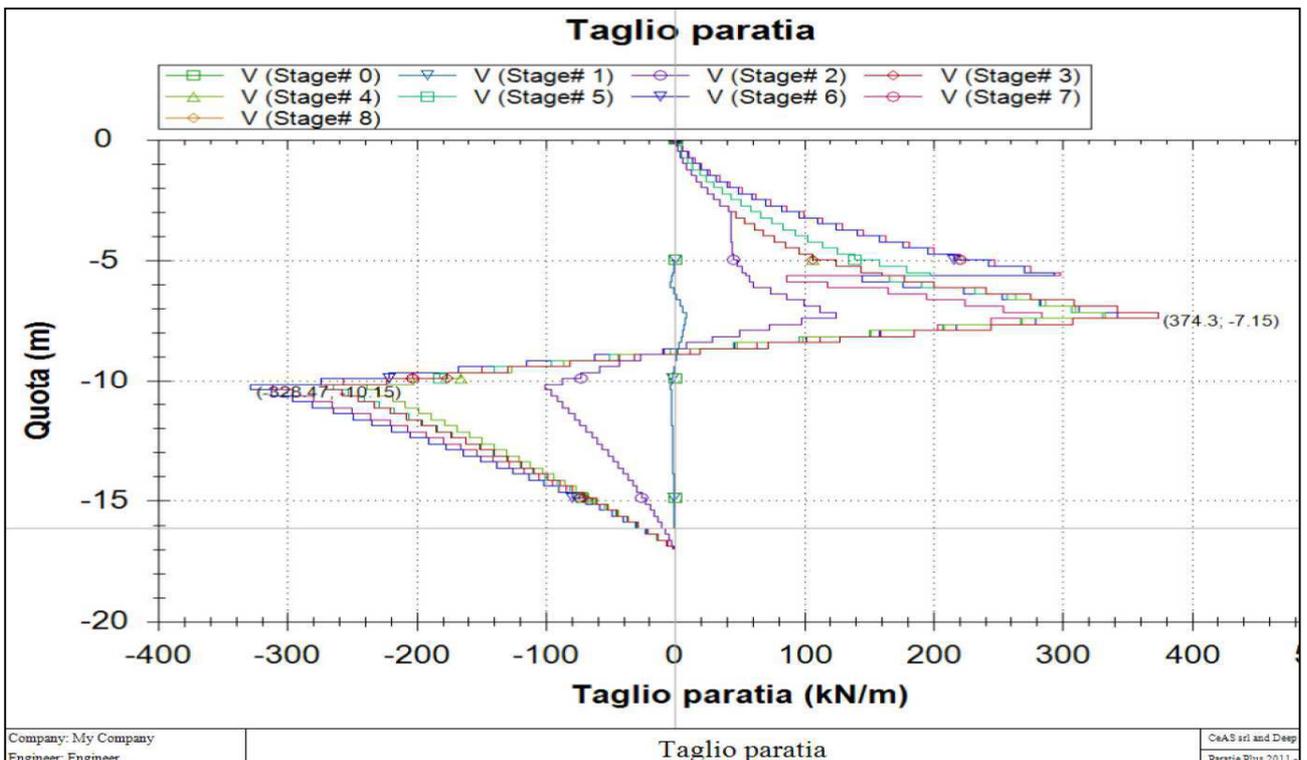
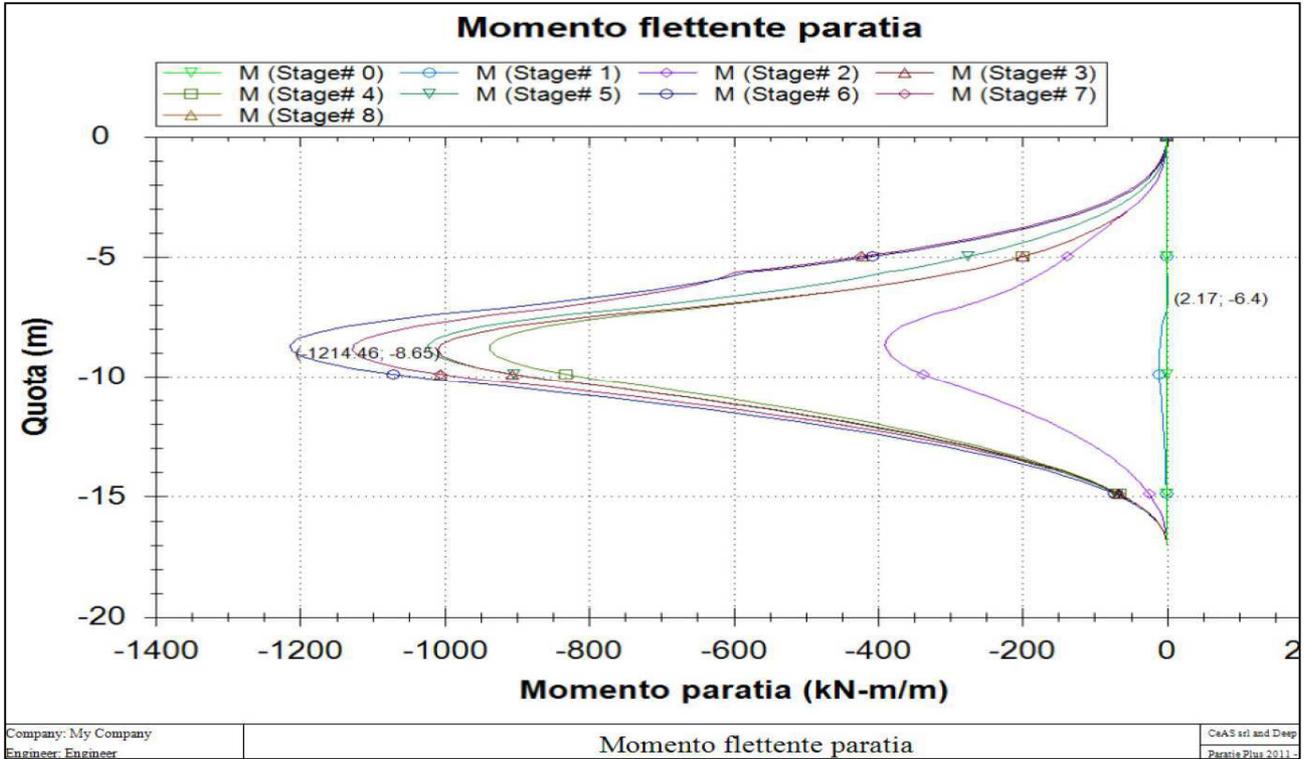
Si riporta nel seguito i diagrammi di sollecitazione e deformazione nella per le differenti sezioni di calcolo analizzate.

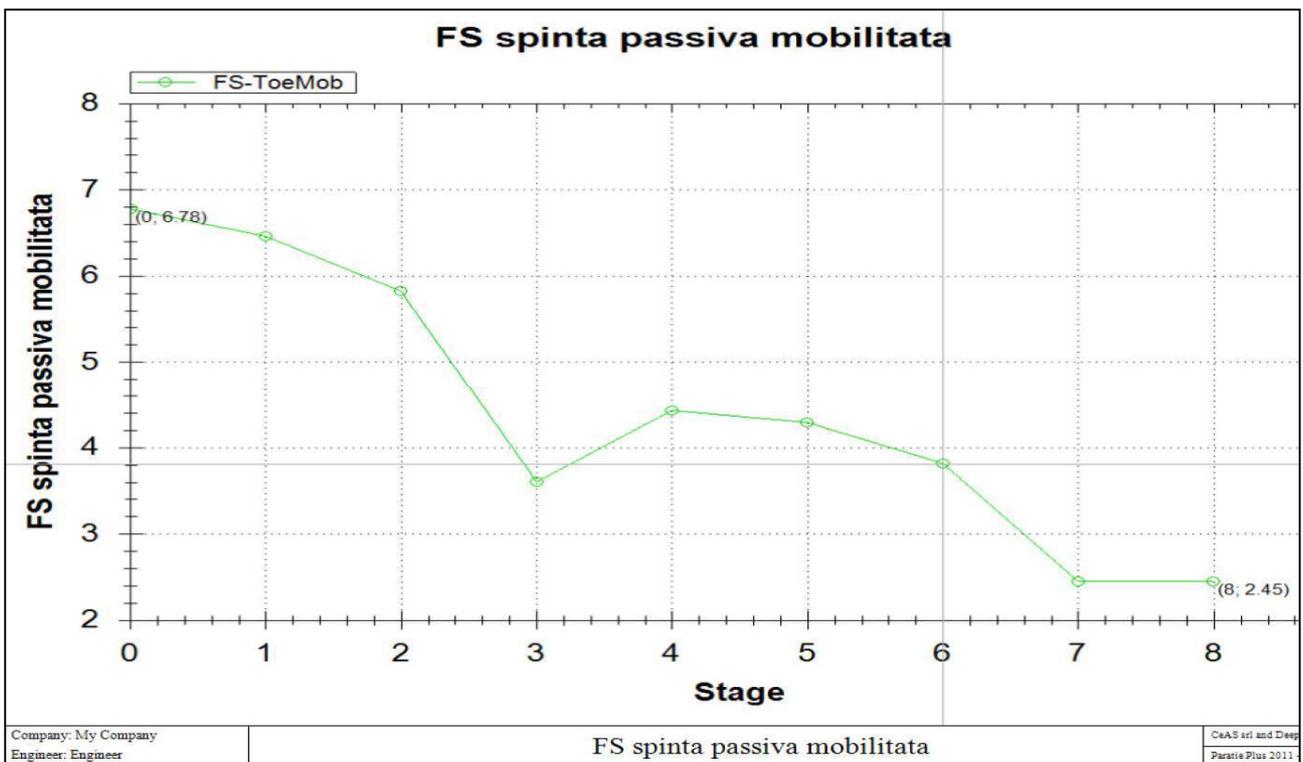
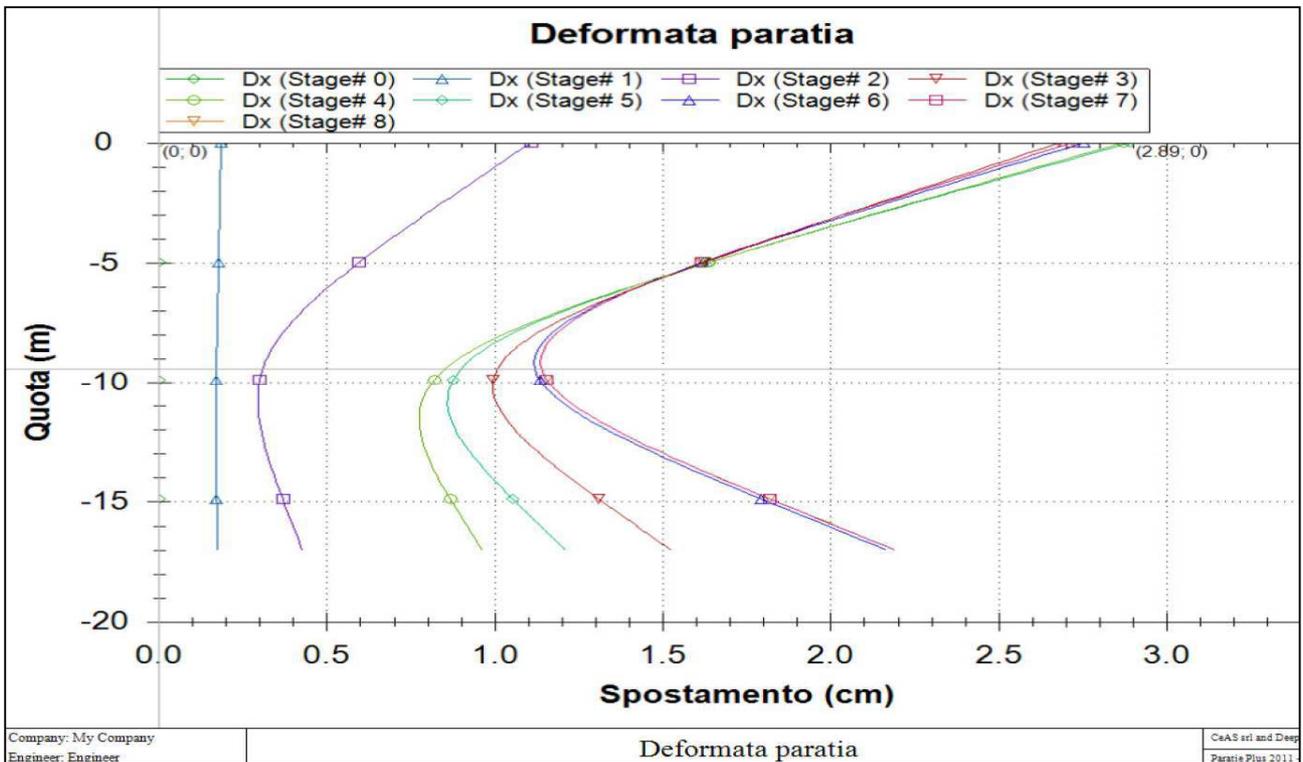
MODELLO SEZIONE TIPO 1



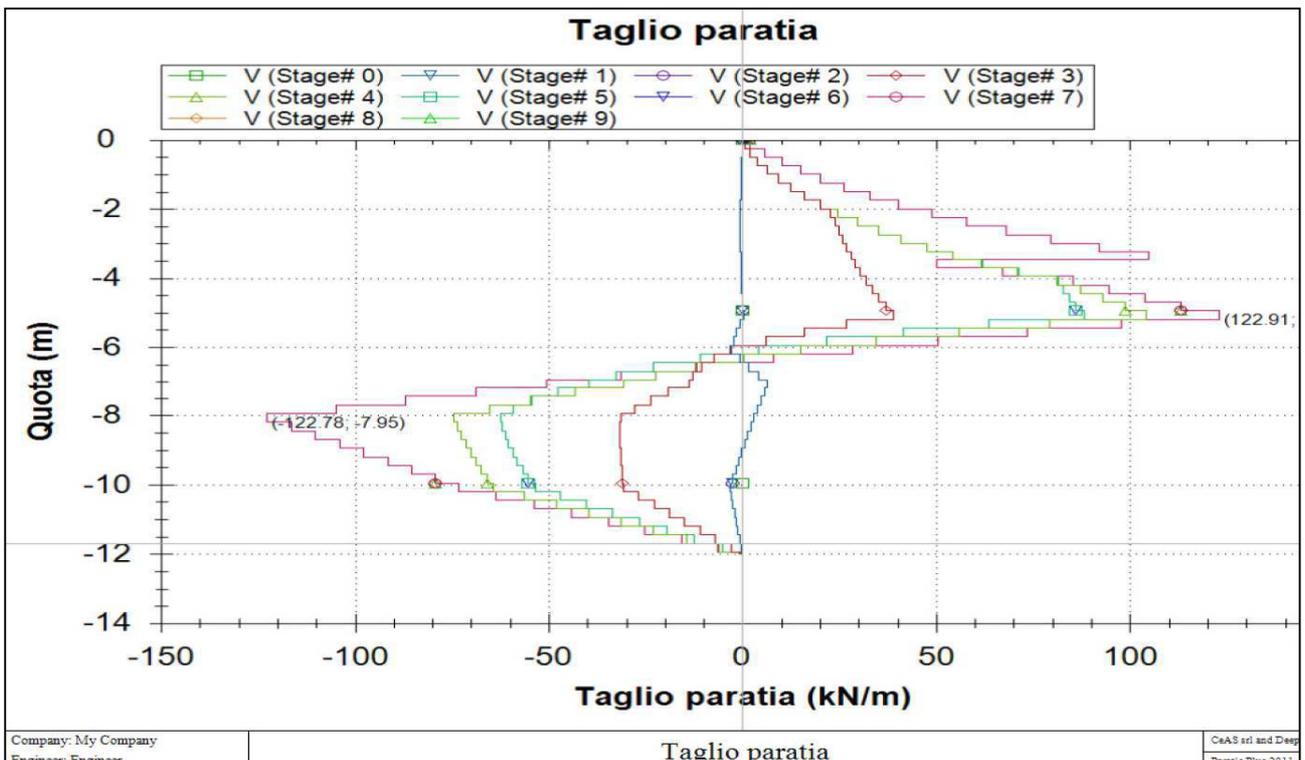
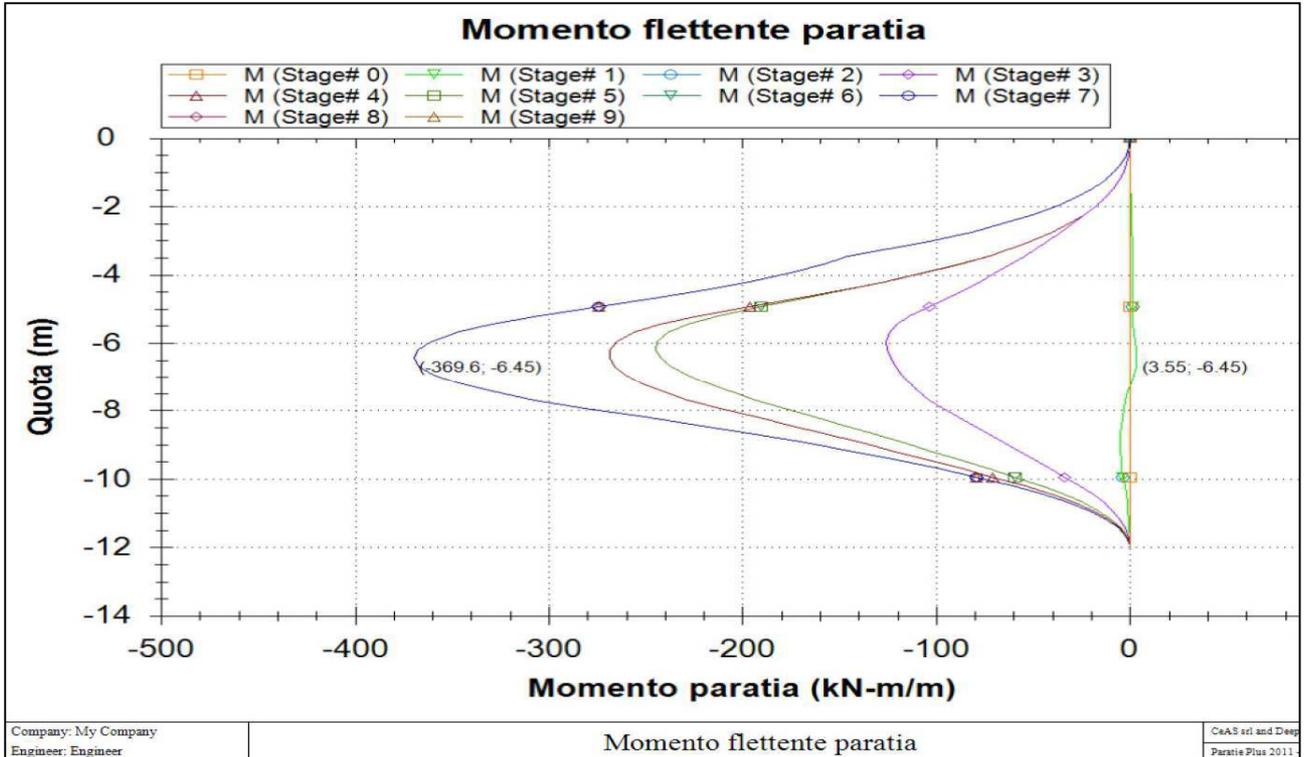


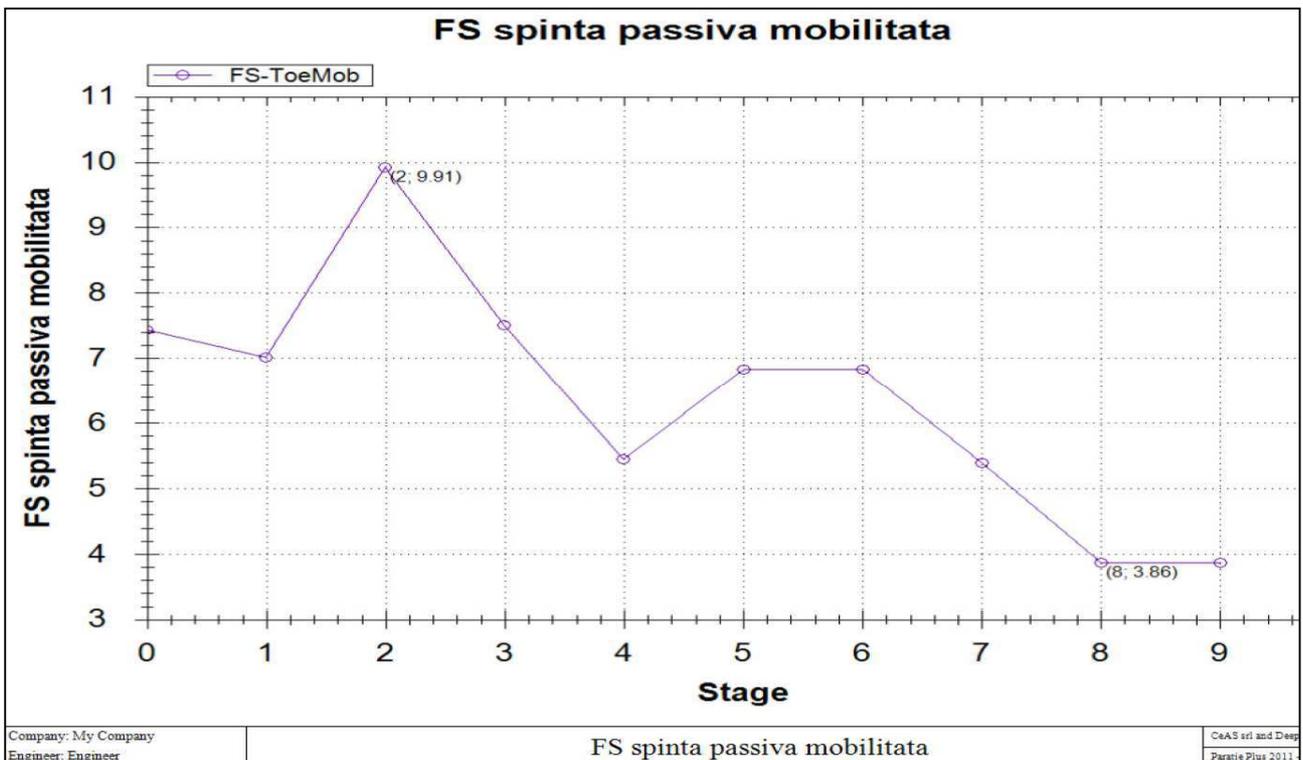
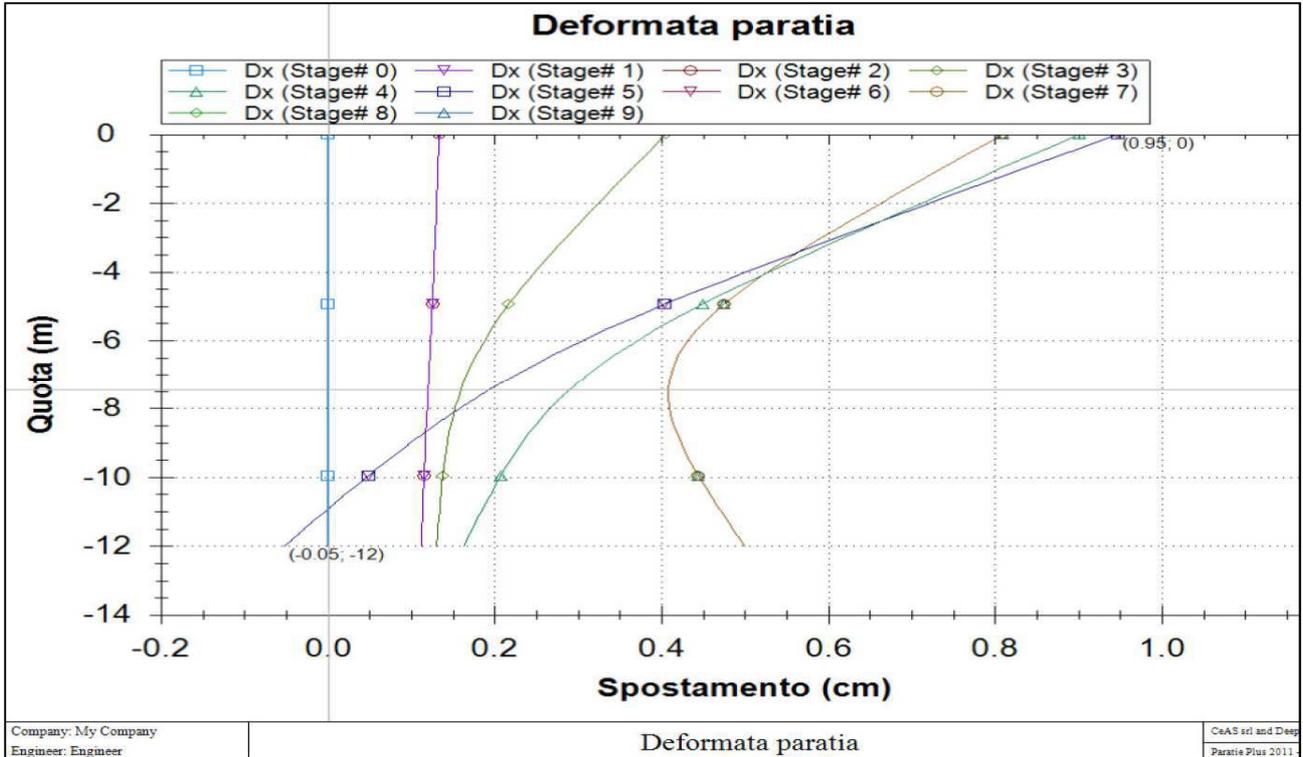
MODELLO SEZIONE TIPO 2



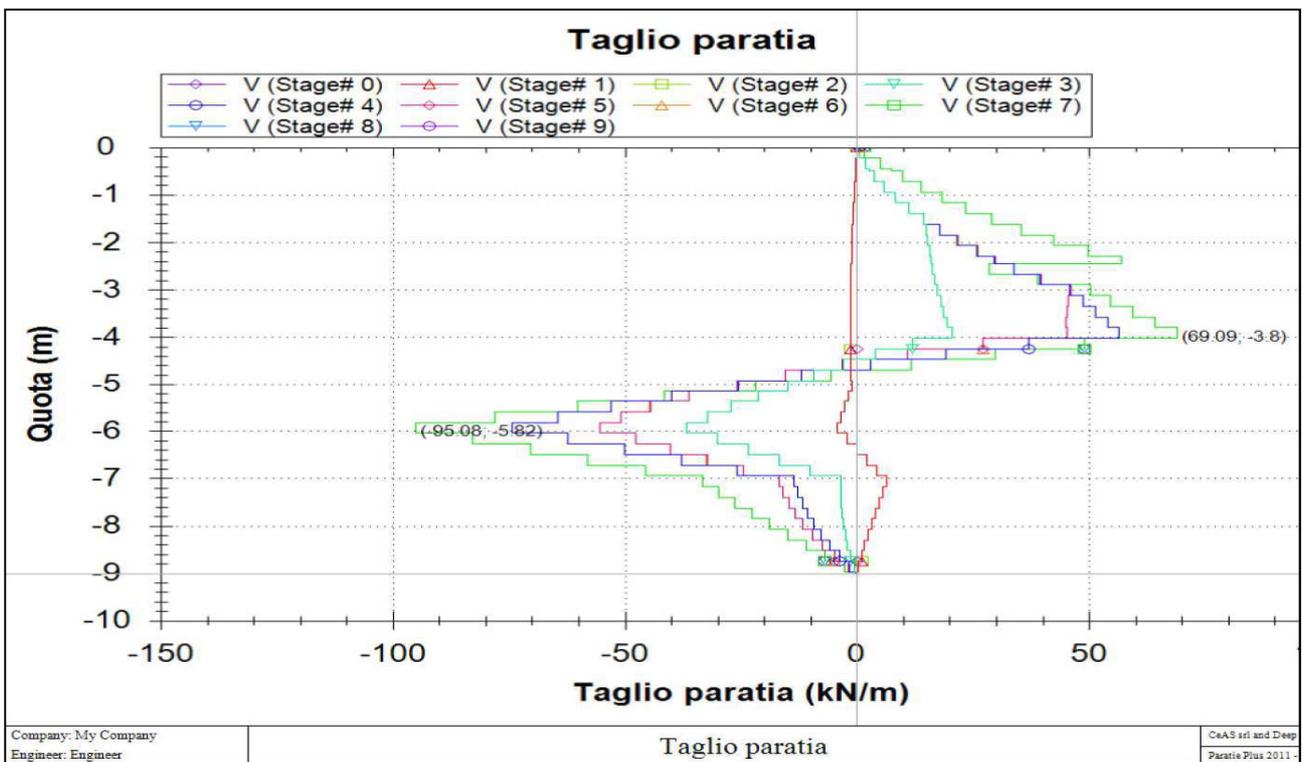
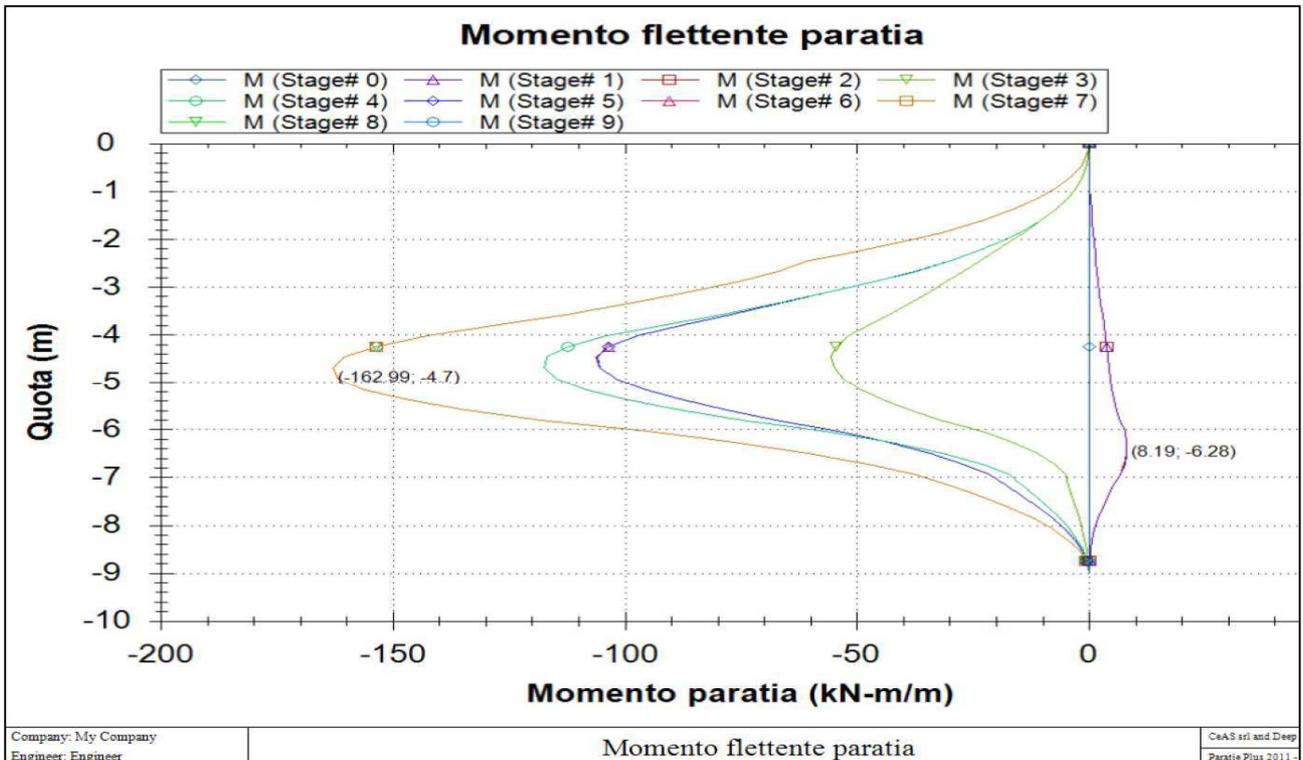


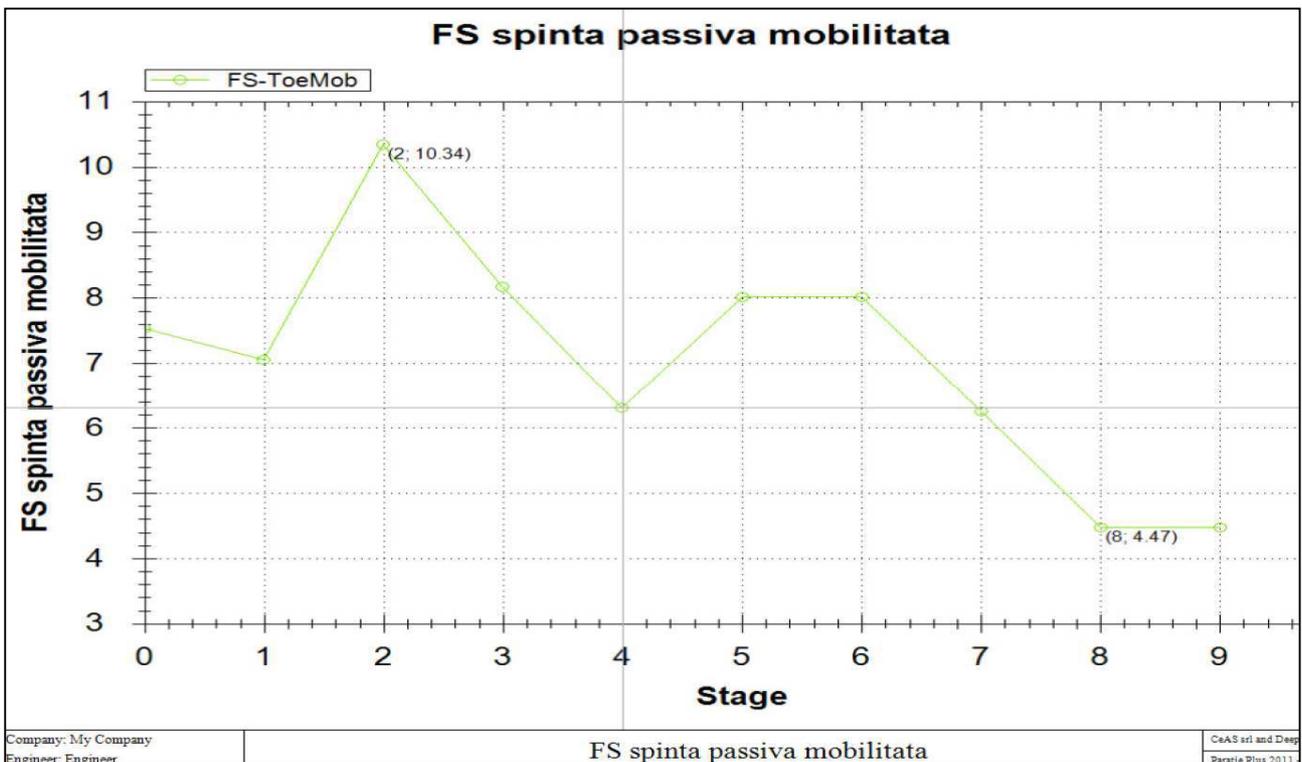
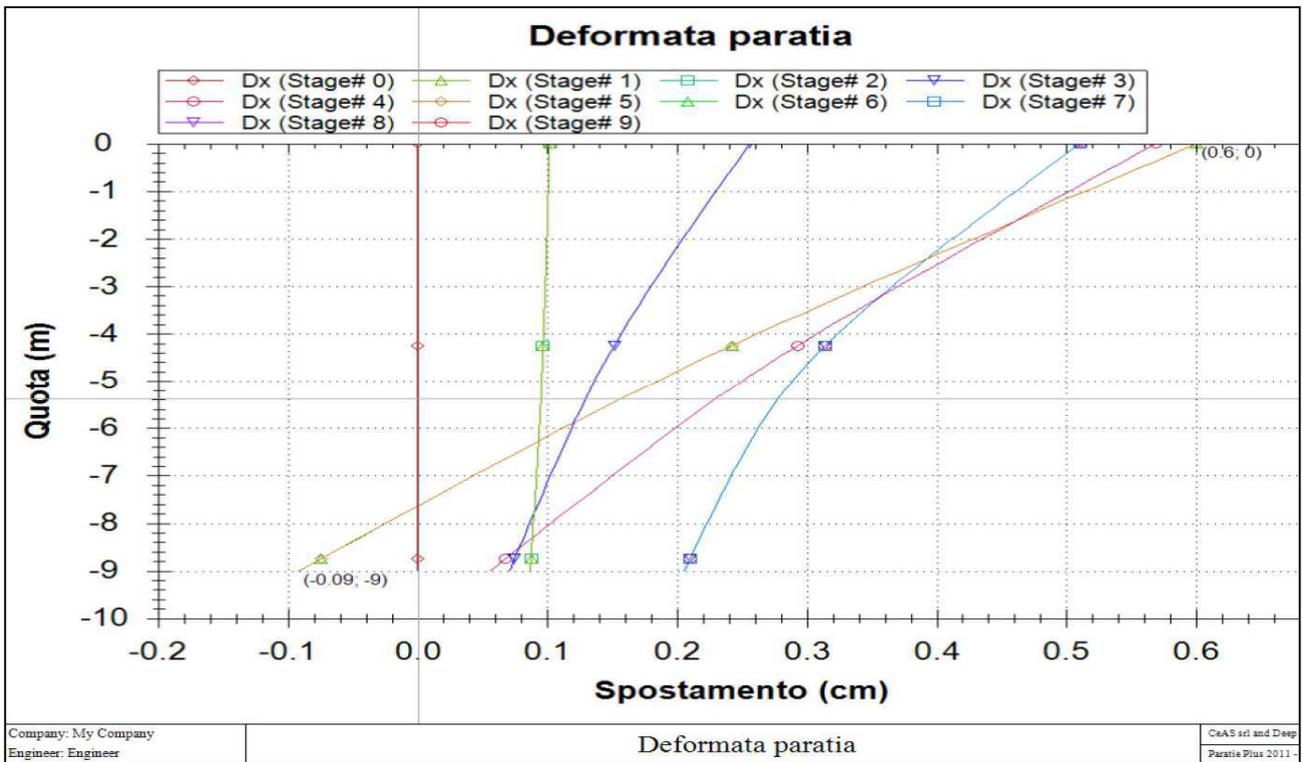
MODELLO SEZIONE TIPO 3





MODELLO SEZIONE TIPO 4





## 10.5 Verifiche degli elementi strutturali

Verranno riportate nel seguito le verifiche delle tipologie 1 con tiranti e 2 senza tiranti.

### 10.5.1 Sezione tipo 1

La lunghezza del pannello risulta pari a 20,00 m da quota testa paratia (+41,96 m s.l.m.); il massimo spostamento e la resistenza passiva mobilitata (monitorata fino al completamento della struttura interna – stage 11) risultano pari a: 3,10cm e 2,00 rispettivamente.

M (kNm/m)	T (kN/m)
1240	630

Si prevedono le seguenti armature per il pannello di dimensioni 80x250:

Armatura lato scavo	Armatura lato terra	Staffe
38 $\phi$ 32 copriferro 7,3 cm	38 $\phi$ 32 copriferro 7,3 cm	4 braccia $\phi$ 14/20

#### METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [daN] (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse x baricentrico
N ult	Sforzo normale ultimo [daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx ult	Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult,Mx ult) e (N,Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta $\geq 1.000$
Yneutro	Ordinata [cm] dell'asse neutro a rottura nel sistema di rif. X,Y,O sez.
Mx sn.	Momento flettente allo snervamento [daNm]
x/d	Rapp. di duttilità a rottura solo se N = 0 (travi)
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]

N° Comb	Ver	N	Mx	N ult	M ult	Mis.Sic.	Yn	M sn	x/d	C.Rid.
1	S	0	310000	17	344875	1.113	66.8	326119	0.17	0.70

#### METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
ec 3/7	Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
ef min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Yf min	Ordinata in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,O sez.)
ef max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Yf max	Ordinata in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N° Comb	ec max	ec 3/7	Yc max	ef min	Yf min	ef max	Yf max
1	0.00210	-0.00336	80.0	0.00146	76.0	-0.01000	4.0

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI**

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [(daN/cm <sup>2</sup> ]
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [(daN/cm <sup>2</sup> ]
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [daN/cm <sup>2</sup> ]
Yf min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff.	Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff.	Area di congl. [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
Af eff.	Area Barre tese di acciaio [cm <sup>2</sup> ] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)
D barre	Distanza media in cm tra le barre tese efficaci (verifica fess. formule (7.11)(7.14)EC2

N° Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Yf min	Dw Eff.	Ac Eff.	Af Eff.	D barre
1	S	111.0	80.0	0.0	51.3	-2750	76.0	25.7	2567	120.6	6.6

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE**

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
ScImax	Massima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm <sup>2</sup> ]
ScImin	Minima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm <sup>2</sup> ]
Sc Eff	Tensione al limite dello spessore teso efficace nello STATO I [daN/cm <sup>2</sup> ]
K3	Coeff. di normativa = 0,25 (ScImin + ScEff)/(2 ScImin)
Beta12	Prodotto dei Coeff. di aderenza Beta1*Beta2
Eps	Deformazione unitaria media tra le fessure
Srm	Distanza media in mm tra le fessure
Ap.fess.	Apertura delle fessure in mm = 1,7*Eps*Srm

N° Comb	Ver	ScImax	ScImin	Sc Eff	K3	Beta12	Eps	Srm	Ap.Fess.
1	S	102.7	-102.7	-36.8	0.170	0.50	0.001332	107	0.243

**Elementi che non richiedono armatura a taglio**

$f_{ck} =$	32	Mpa	
$d =$	720	mm	altezza utile
$A_{sl} =$	12057.6	mm <sup>2</sup>	armatura longitudinale tesa
$b_w =$	1000	mm	larghezza minima della sezione in zona tesa
$A_c =$	720000	mm <sup>2</sup>	area sezione calcestruzzo
$N_{ed} =$	0	kN	forza assiale nella sezione(positive le compressioni)
$C_{rd,c} =$	0.12		
$k_1 =$	0.15		
$k =$	1.5270	≤	2
$\rho_1 =$	0.016746667	≤	0.02
$\sigma_{cp} =$	0.0000	<	3.6267
$V_{min} =$	0.3736		
$V_{Rd,c} =$	497.42	kN	formula estesa
$V_{Rd,c} =$	269.00	kN	valore minimo di resistenza

**Elementi che richiedono armatura a taglio**

precompresso?	no		
$\sigma_{cp} =$	-	Mpa	tensione media di compressione nel cls(positiva)
$\alpha =$	90	°	1.57 radianti

$\theta =$	<b>21.8</b>	°	0.38	radianti
$b_w =$	1000	mm	larghezza minima della sezione	
$d =$	720	mm	altezza utile	
$z =$	648	mm	braccio della coppia interna	
$A_{sw} =$	<b>615.44</b>	mm <sup>2</sup>	area sezione trasversale armatura a taglio	
$s =$	<b>20</b>	mm	passo staffe	
$f_{ywd} =$	391.30	Mpa	tensione di progetto delle armature a taglio	
$\alpha_{cw} =$	1.0000			
$v_1 =$	0.5232			
$f_{cd} =$	18.13	Mpa		
$V_{Rd,s} =$	19508.16	kN	resistenza lato acciaio	
$V_{Rd,max} =$	2119.82	kN	resistenza lato calcestruzzo	
12.041	≤	4.74368	verifica di duttilità per rottura lato acciaio	

### VERIFICA TIRANTI

Nelle verifiche seguenti si sono valutate le azioni dedotte dal modello analizzato in precedenza. Dal confronto delle azioni agli SLU si è ottenuto il valore massimo di reazione del tirante pari a 350 kN. Nel seguito quindi verrà verificata l'azione massima e di conseguenza rimangono verificate anche tutte le altre combinazioni. Il fattore di sicurezza adottato è pari a 1,98 (ottenuto dal prodotto del coefficiente di sicurezza per tiranti provvisori pari a 1,1 e dal coefficiente che tiene conto del numero di indagini assunto pari a 1,8).

Area del trefolo	$A =$	<b>139</b>	[mm <sup>2</sup> ]
Tensione limite di snervamento	$f_{0,1k} =$	<b>1670</b>	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione limite di rottura	$f_{tk} =$	<b>1870</b>	[N/mm <sup>2</sup> ]
Numero di trefoli presenti nel tirante	$n_t =$	<b>8</b>	
Carico di esercizio (da calcolo)	$N_Q =$	<b>350</b>	[kN]

Coefficiente di Bustamante - Doix	$\alpha =$	<b>1.5</b>	
Diametro della fondazione	$D_f =$	<b>0.5</b>	[m]
Tensione limite di attrito laterale	$q_f =$	<b>100</b>	[kPa]
Coefficiente di sicurezza	$\gamma_f =$	<b>1.98</b>	
Peso medio del terreno	$\gamma_t =$	<b>20</b>	[kN/m <sup>3</sup> ]
Profondità della fondazione	$h_f =$	<b>14</b>	[m]
Coefficiente di spinta del terreno	$K =$	<b>0.307</b>	
Angolo di attrito terreno - fondazione	$\phi =$	<b>16</b>	[°]
Adesione	$C_a =$	<b>150</b>	[kPa]

Carico limite di snervamento	$N_{ys} = 1857$	[kN]	$N_{ys} = n_t A f_{0,1k}$
Carico limite di rottura	$N_{ts} = 2079$	[kN]	$N_{ts} = n_t A f_{tk}$
Carico ammissibile	$N_{amm} = 1281$	[kN]	$N_{amm} = N_{ys} / 1,45$
Carico max di presollecitazione	$N_i = 1153$	[kN]	$N_i = 0,9 N_{amm}$
Tasso di lavoro del tirante	$\delta = 27\%$		
Lunghezza minima di ancoraggio	$L_f = 10.8$	[m]	$L_f = \gamma_f N_{amm} / (\alpha \pi D_f q_f)$
Lunghezza minima di ancoraggio	$L_f = 2.9$	[m]	$L_f = \gamma_f N_Q / (\alpha \pi D_f q_f)$

**METODO DI BOWLES**

Tensione tangenziale limite	$\tau = 175$	[kPa]	$\tau_f = \gamma_t h_f K \tan(\delta) + c_a$
Lunghezza minima di ancoraggio	$L_f = 9.2$	[m]	$L_f = \gamma_f N_{amm} / (\pi D_f \tau_f)$

Le verifiche risultano soddisfatte; si assume una lunghezza di ancoraggio pari a 10 m.

**10.5.2 Sezione tipo 2**

La lunghezza del pannello risulta pari a 17,00 m da quota testa paratia (+41,90 m s.l.m.); il massimo spostamento e la resistenza passiva mobilitata (monitorata fino al completamento della struttura interna – stage 11) risultano pari a: 2,89cm e 2,45 rispettivamente.

M (kNm/m)	T (kN/m)
1214	374

Si prevedono le seguenti armature per il pannello di dimensioni 80x250:

Armatura lato scavo	Armatura lato terra	Staffe
38 $\phi$ 32 copriferro 7,3 cm	38 $\phi$ 32 copriferro 7,3 cm	4 braccia $\phi$ 12/25

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE**

- Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
- N Sforzo normale assegnato [daN] (positivo se di compressione)
- Mx Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse x baricentrico
- N ult Sforzo normale ultimo [daN] nella sezione (positivo se di compress.)
- Mx ult Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse x baricentrico
- Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult, Mx ult) e (N, Mx)  
Verifica positiva se tale rapporto risulta  $\geq 1.000$
- Yneutro Ordinata [cm] dell'asse neutro a rottura nel sistema di rif. X,Y,O sez.
- Mx sn. Momento flettente allo snervamento [daNm]
- x/d Rapp. di duttilità a rottura solo se N = 0 (travi)
- C.Rid. Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]

N° Comb	Ver	N	Mx	N ult	M ult	Mis.Sic.	Yn	M sn	x/d	C.Rid.
1	S	0	303500	17	344875	1.136	66.8	326119	0.17	0.70

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO**

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
ec 3/7	Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
ef min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Yf min	Ordinata in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,O sez.)
ef max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Yf max	Ordinata in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N° Comb	ec max	ec 3/7	Yc max	ef min	Yf min	ef max	Yf max
1	0.00210	-0.00336	80.0	0.00146	76.0	-0.01000	4.0

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI**

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [(daN/cm <sup>2</sup> ]
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [(daN/cm <sup>2</sup> ]
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [daN/cm <sup>2</sup> ]
Yf min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff.	Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff.	Area di congl. [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
Af eff.	Area Barre tese di acciaio [cm <sup>2</sup> ] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)
D barre	Distanza media in cm tra le barre tese efficaci (verifica fess. formule (7.11)(7.14)EC2

N° Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Yf min	Dw Eff.	Ac Eff.	Af Eff.	D barre
1	S	112.4	80.0	0.0	51.3	-2785	76.0	25.7	2567	120.6	6.6

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE**

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sclmax	Massima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm <sup>2</sup> ]
Sclmin	Minima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm <sup>2</sup> ]
Sc Eff	Tensione al limite dello spessore teso efficace nello STATO I [daN/cm <sup>2</sup> ]
K3	Coeff. di normativa = 0,25 (Sclmin + ScEff)/(2 Sclmin)
Beta12	Prodotto dei Coeff. di aderenza Beta1*Beta2
Eps	Deformazione unitaria media tra le fessure
Srm	Distanza media in mm tra le fessure
Ap.fess.	Apertura delle fessure in mm = 1,7*Eps*Srm

N° Comb	Ver	Sclmax	Sclmin	Sc Eff	K3	Beta12	Eps	Srm	Ap.Fess.
1	S	104.1	-104.1	-37.3	0.170	0.50	0.001351	107	0.247

**Elementi che non richiedono armatura a taglio**

f <sub>ck</sub> =	32	Mpa	
d =	720	mm	altezza utile
A <sub>sl</sub> =	12057.6	mm <sup>2</sup>	armatura longitudinale tesa
b <sub>w</sub> =	1000	mm	larghezza minima della sezione in zona tesa
A <sub>c</sub> =	720000	mm <sup>2</sup>	area sezione calcestruzzo
N <sub>ed</sub> =	0	kN	forza assiale nella sezione(positive le compressioni)
C <sub>rd,c</sub> =	0.12		
k <sub>1</sub> =	0.15		
k =	1.5270	≤	2

$\rho_1 =$	0.016746667	$\leq$	0.02
$\sigma_{cp} =$	0.0000	$<$	3.6267
$v_{min} =$	0.3736		
$V_{Rd,c} =$	497.42	kN	formula estesa
$V_{Rd,c} =$	269.00	kN	valore minimo di resistenza

**Elementi che richiedono armatura a taglio**

precompresso?

no

$\sigma_{cp} =$	-	Mpa	tensione media di compressione nel cls(positiva)
$\alpha =$	90	°	1.57 radianti
$\theta =$	21.8	°	0.38 radianti
$b_w =$	1000	mm	larghezza minima della sezione
$d =$	720	mm	altezza utile
$z =$	648	mm	braccio della coppia interna
$A_{sw} =$	452.16	mm <sup>2</sup>	area sezione trasversale armatura a taglio
$s =$	25	mm	passo staffe
$f_{ywd} =$	391.30	Mpa	tensione di progetto delle armature a taglio
$\alpha_{cw} =$	1.0000		
$v_1 =$	0.5232		
$f_{cd} =$	18.13	Mpa	
$V_{Rd,s} =$	11466.02	kN	resistenza lato acciaio
$V_{Rd,max} =$	2119.82	kN	resistenza lato calcestruzzo
7.077	$\leq$	4.74368	verifica di duttilità per rottura lato acciaio