

COMUNE DI LOIRI PORTO SAN PAOLO

PROVINCIA DI OLBIA-TEMPIO



PROGETTO ESECUTIVO

*RICOSTRUZIONE OPERE PUBBLICHE DANNEGGIATE  
DALL'ALLUVIONE 2008*



RELAZIONE DI CALCOLO STATICO  
SCATOLARI

ALLEGATO

1 d 1

COMMITTENTE

Comune di Loiri Porto San Paolo

IL PROGETTISTA

Ing. Michele Territo

Loiri Porto San Paolo, agosto 2011

**COMUNE DI LOIRI PORTO SAN PAOLO**

**PROGETTO ESECUTIVO**

**RICOSTRUZIONE OPERE PUBBLICHE DANNEGGIATE  
DALL'ALLUVIONE 2008.**

**RELAZIONE DI CALCOLO STATICO SCATOLARE**

# INDICE

1. PREMESSA.....	3
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO E METODO DI CALCOLO.....	3
3. CONDIZIONI AMBIENTALI E MATERIALI IMPIEGATI.....	3
4 PARAMETRI GEOTECNICI.....	4
5 MODELLO DI CALCOLO.....	5
6 SCATOLARE N° 5.....	5
6.1 Analisi dei carichi.....	5
6.2 Verifiche agli stati limite ultimi.....	10
6.3 Verifiche agli stati limite di esercizio.....	24
6.4 Elaborazioni del codice di calcolo.....	31
MODELLAZIONE DEI MATERIALI.....	35
MODELLAZIONE DELLE SEZIONI.....	36
MODELLAZIONE DELLE AZIONI.....	37
SCHEMATIZZAZIONE DEI CASI DI CARICO.....	40
DEFINIZIONE DELLE COMBINAZIONI.....	41
AZIONE SISMICA.....	42
RISULTATI ANALISI SISMICHE.....	43
RISULTATI ELEMENTI TIPO TRAVE.....	45
6.5 Validazione dei risultati e giudizio di accettabilità.....	53

## 1. PREMESSA

La presente relazione è allegata al progetto esecutivo "**Ricostruzione Opere Pubbliche danneggiate dall'alluvione 2008**" nel territorio del comune di Loiri Porto San Paolo. I calcoli statici di seguito riportati sono riferiti allo scatolare denominato ponte n. 5 avente luce netta di 4,00 m e altezza netta di 2,60 m. I risultati ottenuti sono validi anche per lo scatolare previsto nel ponte n. 3 (luce netta di 4,00 m e altezza netta di 1,80 m) e nel ponte n. 4 (luce netta di 4,00 m e altezza netta di 1,20 m).

## 2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO E METODO DI CALCOLO

I calcoli sono stati eseguiti nel rispetto della Scienza delle Costruzioni ed in ottemperanza alle norme vigenti:

- Legge n. 1086 del 5/11/1971: "Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, e per le strutture metalliche."
- D.M. 14 Gennaio 2008: "Norme tecniche per le costruzioni".
- C.M.LL.PP 2 febbraio 2009: "Istruzioni per l'applicazione delle <<Norme tecniche per le costruzioni>> di cui al D.M. 14 gennaio 2008".
- Eurocodice 8, parte 5 (UNI EN 1998-5): "Fondazioni, strutture di contenimento e aspetti geotecnici"
- D.M. 11/03/1988: "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni, sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione."
- D.M.LL.PP. 14 febbraio 1992: "Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precomprese e per le strutture metalliche."
- D.M.LL.PP. 16 Gennaio 1996: "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche".
- C.M.LL.PP. 10 Aprile 1997: "Istruzioni per l'applicazione delle << Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche >> di cui al D.M. 16 Gennaio 1996" e suoi allegati.

Le strutture sono situate in zona sismica 4 e sono classificabili, ai sensi del D.M. 14 Gennaio 2008, di tipo 2 e appartenente alla classe d'uso II.

Le verifiche sono state effettuate, per quanto riguarda lo scatolare, secondo il **metodo agli Stati Limite** come disposto dal D.M. 14 Gennaio 2008 e facendo riferimento per le azioni di calcolo, i materiali e i prodotti, alle disposizioni relative allo stesso D.M.

Per i muri di ala si fa riferimento al metodo di calcolo delle **tensioni ammissibili**.

E' rispettata ogni altra norma anche se qui non menzionata.

## 3. CONDIZIONI AMBIENTALI E MATERIALI IMPIEGATI

Con riferimento alle classi di esposizione definite dalle norme UNI EN 206-1:2006 e UNI 11104:2004, i manufatti oggetto della presente relazione, vengono classificati come appartenenti alla classe di esposizione **XS1**.

Il calcestruzzo impiegato per la struttura avrà una resistenza caratteristica  $R_{ck} = 37 \text{ N/mm}^2$ , con rapporto acqua/cemento massimo pari a:  $A/C = 0.50$ , dosaggio minimo di cemento pari a  $320 \text{ Kg/m}^3$ , diametro massimo degli inerti  $25 \text{ mm}$  e classe di consistenza  $S 4$ .

L'acciaio delle armature sarà del tipo **B450C**.

Verranno impiegati distanziatori per assicurare un copriferro minimo non inferiore ai  $4 \text{ cm}$ .

Le caratteristiche di riferimento per i materiali prescelti sono le seguenti:

**calcestruzzo:**

- modulo di elasticità:	$E_c = 33019 \text{ MPa}$
- modulo di Poisson:	$\nu = 0.2$
- resistenza cilindrica caratteristica:	$f_{ck} = 30.7 \text{ MPa}$
- resistenza di calcolo a compressione:	$f_{cd} = 17.4$ “
- resistenza media a trazione semplice:	$f_{ctm} = 2.94$ “
- resistenza media a trazione per flessione:	$f_{ctfm} = 3.53$ “
- resistenza caratteristica a trazione semplice:	$f_{ctk} = 2.06$ “
- resistenza caratteristica a trazione per flessione:	$f_{ctfk} = 2.47$ “
- tensione tangenziale caratteristica di aderenza alle barre	$f_{bk} = 4.63$ “
- tensione tangenziale di calcolo di aderenza alle barre	$f_{bd} = 3.09$ “

**acciaio:**

- modulo di elasticità:	$E_s = 210000 \text{ MPa}$
- tensione di snervamento:	$f_{yk} = 450.0$ “
- tensione di calcolo:	$f_{yd} = 391.3$ “

**4 PARAMETRI GEOTECNICI**

Il materiale di rifianco è costituito da materiale arido per il quale si assumono le seguenti caratteristiche geotecniche:

$\gamma_t := 16 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$	peso specifico del terreno (secco)
$\gamma_{sat} := 19 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$	peso specifico del terreno saturo
$\gamma_w := 10 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$	peso specifico dell'acqua
$\gamma^\circ := \gamma_{sat} - \gamma_w$	peso specifico del terreno immerso
$\phi := 30^\circ$	angolo di attrito interno del terreno
$C_o := 0 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}^{-2}$	coesione
$\delta := \frac{2}{3} \cdot \phi$	angolo di inclinazione della spinta
$K_o := 1 - \sin(\phi)$ $K_o = 0.5$	coefficiente di spinta a riposo

Per il terreno di fondazione si assumono le seguenti caratteristiche geotecniche:

$\gamma_{\text{sat}} = 20 \text{ kN/m}^3$	peso specifico del terreno saturo
$\Phi = 32^\circ$	angolo di attrito interno del terreno
$C_o := 0 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}^{-2}$	coesione

## 5 MODELLO DI CALCOLO

Per il calcolo delle strutture in esame è stato ipotizzato uno stato piano di deformazione, per cui è stata considerata una "striscia" di ponte larga 1 m, sulla quale sono stati applicati i carichi previsti dalle norme. Lo scatolare è stato dunque schematizzato da un insieme di elementi monodimensionali. Lo schema statico considerato è dunque di portale chiuso alla base dalla trave di fondazione su suolo elastico alla Winkler. L'azione del terreno di rinfianco è stata considerata come un carico permanente e la spinta esercitata sulle pareti dello scatolare è stata calcolata facendo riferimento ad uno stato di equilibrio a riposo. È stata considerata la presenza di falda (fino alla quota del piano medio della soletta) e, come previsto dalla normativa vigente, l'azione sismica. Inoltre è stata presa in considerazione la presenza di un battente d'acqua all'interno dello scatolare con un livello pari a 2 m. Relativamente a tale azione è stato messo in conto anche l'incremento dinamico dovuto al sisma. Inoltre è stata considerata la situazione in cui il sovraccarico stradale agisce oltre il trasverso e va ad incrementare la spinta del terreno su uno dei piedritti (parete laterale). Il terreno di fondazione, come detto, è stato schematizzato alla Winkler con costante di sottofondo di  $80000 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$ .

Al terreno di rinfianco non sono invece assegnate, a favore di sicurezza, proprietà elastiche.

Per la risoluzione del modello di calcolo e l'ottenimento degli involucri delle caratteristiche di sollecitazione si è fatto uso del software Pro\_Sap versione Entry, prodotto e distribuito da 2S.I. Software e Servizi per l'Ingegneria s.r.l., Ferrara. Le verifiche di resistenza delle sezioni e di fessurazione sono state effettuate attraverso procedure manuali operate mediante collaudati fogli elettronici di calcolo.

## 6 SCATOLARE N° 5

Il ponte scatolare n° 5 ha dimensione trasversale alla direzione di percorrenza del traffico pari a 9.60 m e sezione verticale di altezza e larghezza totali pari rispettivamente a 3.5 m e 4.8 m. Lo spessore delle pareti e della soletta superiore è di 40 cm, lo spessore della soletta inferiore è di 50 cm. Sono presenti, sulla stessa soletta di base, due mensole laterali di lunghezza pari a 40 cm dal filo esterno delle pareti verticali.

### 6.1 Analisi dei carichi

$\gamma_{\text{ca}} := 25 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$	peso specifico del calcestruzzo armato
--	--

#### 6.1.1 carichi permanenti, peso proprio

Si considera, oltre il peso proprio strutturale, anche il peso della sovrastruttura stradale (spessore 10 cm):

$$Q_{\text{sov}} := 0.1 \cdot \text{m} \cdot 15 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$$

$$Q_{\text{sov}} = 1.5 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}^{-2} \quad \text{(CDC 3)}$$

Inoltre, come prescritto dalle NTC, anche la spinta del terreno di rinfianco viene considerato come carico permanente (solo per la frazione relativa al terreno secco); la presenza di falda viene considerata come azione accidentale per cui la sovraspinta ad essa dovuta è considerata carico accidentale.

$$p_t := K_o \cdot \gamma_t \cdot 2.65 \cdot \text{m} \cdot 1 \cdot \text{m}$$

$$p_t = 21.2 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}^{-2} \quad \text{pressione massima relativa al terreno secco (CDC 4)}$$

A tale spinta permanente viene aggiunta quella relativa al sovraccarico permanente sul terrapieno dovuta al peso della massicciata stradale:

$$\gamma_m := 20 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}^{-3} \quad \text{peso specifico massicciata}$$

$$s := 0.6 \cdot \text{m} \quad \text{spessore massicciata}$$

$$p_m := K_o \cdot \gamma_m \cdot s \cdot 1 \cdot \text{m}$$

$$p_m = 6 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}^{-2} \quad \text{pressione relativa al sovraccarico permanente (per 1 m di larghezza di ponte)}$$

L'andamento della pressione relativa al terreno è triangolare, quello relativo alla pressione del sovraccarico permanente è rettangolare. Ambo le pressioni sono inserite nella condizione di carico n° 4 (CDC4).

Il peso proprio strutturale (CDC1) è inserito automaticamente nella opportuna condizione di carico dal software una volta assegnato il peso specifico del calcestruzzo armato (pari a 25 kN/m<sup>3</sup>).

Tra i carichi permanenti si considera anche il peso del terreno e della sovrastante massicciata gravanti sulle soles esterne della platea di fondazione (CDC4)

$$p_{st} := \gamma_t \cdot 1 \cdot \text{m} \cdot 2.4 \cdot \text{m}$$

$$p_{st} = 38 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}^{-2} \quad \text{carico dovuto al terreno allo stato secco}$$

$$p_{ss} := \gamma_{sat} \cdot 1 \cdot \text{m} \cdot 2.4 \cdot \text{m}$$

$$p_{ss} = 46 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}^{-2} \quad \text{carico dovuto al terreno allo stato saturo}$$

$$q_m^\circ := \gamma_m \cdot s \cdot 1 \cdot \text{m}$$

$$q_m^\circ = 12 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}^{-2} \quad \text{carico dovuto alla massicciata stradale}$$

Si assume il seguente carico totale:

$$q_{tot.s} := (p_{st} + q_m^\circ) \cdot 0.3 \cdot \text{m} \quad q_{tot.s} = 15 \cdot \text{kN}$$

## 6.1.2 carichi stradali

Il ponte in questione è, ai fini dei carichi stradali ammessi al transito, classificato di 1<sup>a</sup> categoria. I carichi previsti dal DM 14-1-2008 (NTC) sono dunque i seguenti:

### - schema di carico 1

-coppia di assi in tandem da 300 kN ciascuno + carico distribuito di 9 kN/m<sup>2</sup> ("schema 1")

Tali carichi vanno disposti su più corsie convenzionali, col loro valore intero in una corsia (corsia n°1) e con valori ridotti sulle altre. Nel caso in esame, data la schematizzazione scelta per la struttura si considerano i carichi sopra indicati e riferiti alla larghezza di 1 m. Inoltre le NTC danno indicazioni sulla modalità di combinazione dei due carichi sopra indicati (non compaiono tutti simultaneamente col loro valore intero sulla struttura) in "gruppi".

Considerando la larghezza convenzionale della corsia pari a 3 m e larghezza unitaria del ponte, vengono presi in considerazione due carichi concentrati da 100 kN ciascuno (distanti 1.2 m tra loro) ed un carico lineare di 9 kN/m.

### - azione di frenamento

$L := 4.8 \cdot m$  lunghezza ponte  
 $w_l := 3 \cdot m$  larghezza corsia convenzionale  
 $B := 8.8 \cdot m$  larghezza totale ponte

$q_3 := 0.6 \cdot 2 \cdot 300 \cdot kN + 0.1 \cdot 9 \cdot kN \cdot m^{-2} \cdot w_l \cdot L$   
 $q_3 = 372.96 \cdot kN$  azione totale di frenamento

$Q_3 := \frac{q_3}{B} \cdot 1 \cdot m$   
 $Q_3 = 42.38 \cdot kN$  azione di frenamento riferita ad un m di larghezza di ponte

Tale azione deve essere ripartita uniformemente sulla lunghezza del ponte. Ipotizzando il traverso assialmente rigido tale azione può essere tranquillamente applicata nella sua mezzeria.

### -gruppi di carico

I gruppi di azioni così come definiti dalle NTC (tab. 5.1.IV) sono da intendere come insieme di azioni caratteristiche da combinare, con opportuni coefficienti di combinazione (tab 5.1.VI) con le altre azioni variabili e permanenti; si prendono in considerazione i seguenti gruppi definiti a partire dagli "schemi di carico" definiti dalle stesse NTC al cap. 5.

**gruppo 1:** schema di carico 1 in posizione centrale (con valore caratteristico) (**CDC 5**) o in posizione decentrata (**CDC 13**);

**gruppo 2a:** schema di carico 1 (con valore frequente)+azione di frenamento (con valore caratteristico) (**CDC 6**)

Ovviamente i carichi vanno posizionati nel modo più gravoso per la particolare situazione di carico e verifica. I gruppi sopra definiti sono da applicare in modo esclusivo alla struttura (la presenza di uno esclude quella dell'altro).

### 6.1.3 spinta del terreno sulle pareti

L'azione del terreno è, come detto, da considerarsi permanente (per la frazione relativa allo stato secco) e come tale ad essa vanno applicati i relativi coefficienti parziali previsti dalle NTC (tab.6.2.1). L'incremento di spinta relativo alla falda viene considerato come carico variabile. E' considerato variabile anche l'incremento di spinta legato al sovraccarico stradale agente sul "terrapieno" (nella configurazione del gruppo 1 o 2, con posizione tale da massimizzare tale effetto).

$p_w := \gamma_w \cdot 3.05 \cdot m \cdot 1 \cdot m$   
 $p_w = 30.5 \cdot kN \cdot m^{-1}$  pressione massima relativa all'acqua di falda (fino alla quota massima)

$p_{sat} := (\gamma_{sat} - \gamma_w) \cdot 3.05 \cdot m \cdot K_o \cdot 1 \cdot m$   
 $p_{sat} = 13.73 \cdot kN \cdot m^{-1}$  pressione massima allo stato saturo e in presenza di falda

$p_{tot} := p_{sat} + p_w$  pressione massima totale

$\Delta p_f := p_{tot} - p_t$        $\Delta p_f = 23.02 \cdot kN \cdot m^{-1}$  frazione di pressione (massima) dovuta a presenza di falda (carico variabile) (**CDC 7**)

### - azione del sovraccarico stradale (CDC 10)

Si considera, in una opportuna condizione di carico, l'incremento di spinta su una delle pareti dello scatolare dovuta alla presenza di sovraccarico stradale in posizione esterna alla soletta. La norma (Circolare esplicati-



va delle NTC, par. C.5.1.3.3.7.1) consente di considerare, a questo scopo, un carico uniformemente distribuito equivalente allo schema di carico 1. In particolare i carichi relativi al tandem possono essere considerati uniformemente ripartiti in un'area di lunghezza 2.2 m e larghezza 3 m.

Si considerano, ai fini della suddetta condizione di carico, i soli carichi agenti al di sopra di un ideale cuneo di rottura. Tale cuneo viene definito da un angolo con l'orizzontale pari a  $45^\circ - \phi/2$ .

$$b_c := 3.50 \cdot m \cdot \cot(\phi) \quad \text{larghezza massima del cuneo}$$

$$b_c = 6.06 \cdot m$$

$$q := \frac{600 \cdot \text{kN}}{2.2 \cdot m \cdot 3 \cdot m} \quad \text{carico uniforme equivalente al tandem}$$

$$Q := q \cdot 2.2 \cdot m \cdot \frac{1}{b_c} + 9 \cdot \text{kN} \cdot m^{-2} \quad \text{carico uniforme equivalente sulla sommità del cuneo e per 1 m di larghezza}$$

$$Q = 41.99 \cdot \text{kN} \cdot m^{-2}$$

Il carico sopra è stato determinato considerando l'azione dei carichi da traffico relativamente al gruppo 1 definito in precedenza, essendo tale situazione la più gravosa per l'effetto in questione. E' chiaro che in questa condizione di carico non sarà presente carico da traffico al di sopra della soletta.

$$p_{tr} := Q \cdot K_o \cdot 1 \cdot m$$

$$p_{tr} = 21 \cdot \text{kN} \cdot m^{-1} \quad \text{incremento di pressione sulla parete dello scatolare dovuta al traffico (CDC 10)}$$

Per quanto riguarda le azioni derivanti dalla spinta del terreno, avendosi scelto di riferirsi, per lo stato limite ultimo STR, all'approccio progettuale 2 (A2) (definito per le opere di sostegno cui si assimilano le pareti dello scatolare, al 6.5.3.1.1) si è fatto riferimento al gruppo di coefficienti parziali definito da A1+M1+(R3).

I coefficienti parziali necessari si attingono dalla tabella 6.2.II delle NTC. I coefficienti M1 in questo caso sono tutti unitari, per cui i parametri geotecnici del terreno da utilizzare per il calcolo delle azioni sono quelli caratteristici.

### 6.1.4 spinta del battente d'acqua presente all'interno dello scatolare

Si considera a favore di sicurezza una altezza d'acqua di 2 m.

$$p_{w,max} := \gamma_w \cdot 2 \cdot m \cdot 1 \cdot m$$

$$p_{w,max} = 20 \cdot \text{kN} \cdot m^{-1} \quad \text{pressione massima relativa al battente d'acqua (CDC 12)} \\ \text{per un m di larghezza di ponte}$$

### 6.1.5 azione sismica

Ai fini dell'azione sismica, si assimila la struttura ad un ponticello con la travata collegata a due spalle che sostengono il terreno naturale per più dell' 80% dell'altezza delle spalle (ultimo comma del par. 7.9.5.6.2 NTC 2008): si ammette che lo scatolare si muova insieme al terreno. Si ammette che lo scatolare si muova assieme al terreno. Per le NTC si può assumere in questo caso fattore di struttura  $q=1$  e le forze di inerzia possono essere determinate considerando un'accelerazione pari ad  $a_g S$ .

Dovendosi adottare un fattore di struttura unitario, la struttura avrà un comportamento non dissipativo allo SLU, per cui non vanno applicati i dettagli costruttivi (di cui al par. 7.9.6 delle NTC) atti a conferire duttilità.

### Massa sismica del ponte

Viene considerato il peso della soletta, della sovrastruttura e della metà superiore delle pareti coerentemente con quanto indicato al par. 3.2.4 delle NTC e, specificamente per i ponti, al par. 5.1.3.8. Non vengono considerate le masse derivanti dal sovraccarico stradale.

Per una striscia di ponte da 1 m si ha:

$$P_{sol} := 0.4 \cdot m \cdot 4.80 \cdot m \cdot \gamma_{ca} \cdot 1 \cdot m$$

$$P_{sol} = 48 \cdot \text{kN} \quad \text{peso della soletta (per 1 m di larghezza)}$$

$$P_{sov} := Q_{sov} \cdot 4.8 \cdot m \cdot 1 \cdot m$$

$$P_{sov} = 7.2 \cdot \text{kN} \quad \text{peso della sovrastruttura (per 1 m di larghezza)}$$

$$P_{spl} := 2 \cdot 0.4 \cdot m \cdot 1.30 \cdot m \cdot 1 \cdot m \cdot \gamma_{ca}$$

$$P_{spl} = 26 \cdot \text{kN} \quad \text{peso delle pareti (per 1 m di larghezza)}$$

$$W_{tot} := P_{sol} + P_{sov} + P_{spl}$$

$$W_{tot} = 81.2 \cdot \text{kN} \quad \text{peso sismico totale}$$

Per la azione sismica le NTC richiedono, in zona sismica 4, la sola verifica allo SLV (stato limite ultimo di salvaguardia della vita).

Date le caratteristiche di regolarità della struttura si è fatto riferimento, per la determinazione della azione sismica, alla analisi statica lineare.

### Analisi statica lineare

In base alle indicazioni delle NTC si è fatto riferimento ai seguenti dati:

$$V_n := 50 \quad \text{vita nominale della struttura (anni)}$$

classe d'uso = II

$$C_u := 1.0 \quad \text{coefficiente d'uso}$$

$$V_R := V_n \cdot C_u \quad V_R = 50 \quad \text{periodo di riferimento (anni)}$$

$$P_{VR} := 10\% \quad \text{probabilità di superamento nel periodo di riferimento (per SLV)}$$

$$T_R := \frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})}$$

$$T_R = 475 \quad \text{tempo di ritorno (anni)}$$

Dalla tabella 2, allegato B delle NTC si ha dunque:

$$a_g := 0.5 \cdot \frac{g}{10} \quad F_o := 2.88 \quad T_c := 0.340 \cdot \text{sec}$$

Assunta categoria topografica  $T_1$  e, a favore di sicurezza categoria di sottosuolo D, si ha:

$$S_T := 1 \quad \text{coefficiente di amplificazione topografica}$$

$$S_S := 2.4 - 1.5 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \quad \text{coefficiente di amplificazione stratigrafica } (<=1.8) \quad S_S = 2.18$$

$$\text{si assume quindi} \quad S_S := 1.8$$

$$S := S_T \cdot S_S \quad S = 1.8$$

Per quanto detto in precedenza l'accelerazione da considerarsi per la determinazione delle azioni da sisma può essere posta pari a:

$$a_g \cdot S = 0.09 \cdot g \quad \text{accelerazione spettrale (costante)}$$

In definitiva la forza pseudostatiche da applicare al baricentro dell'impalcato (punto ove si può considerare concentrata la massa sismica della struttura o equivalentemente suddivisa sui nodi di collegamento con le pareti verticali) vale:

$$F_h := a_g \cdot S \cdot \frac{W_{tot}}{g}$$

$$F_h = 7.31 \cdot \text{kN}$$

azione di inerzia agente sullo scatolare (CDC 2)

### Incremento di spinta del terreno di rinfianco sulle pareti (CDC 8)

Oltre le forze di inerzia determinate sopra, è da mettere in conto un incremento di spinta del terreno di rinfianco sulle pareti dello scatolare, assimilate ad opere di sostegno (par. 7.11.6.2.1 NTC). Tale incremento viene applicato a metà dell'altezza delle pareti.

$$a_{max} := S \cdot a_g$$

accelerazione orizzontale massima attesa al sito

$$\beta_m := 1$$

coefficiente di riduzione (si considera la parete non in grado di spostarsi rispetto al terreno)

$$k_h := \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g} \quad k_h = 0.09$$

coefficiente sismico orizzontale

$$\Delta p_s := k_h \cdot \gamma_{sat} \cdot 2.65 \cdot \text{m} \cdot 1 \cdot \text{m}$$

incremento di pressione per m di larghezza (costante lungo l'altezza della parete)

$$\Delta p_s = 4.53 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

dove, a favore di sicurezza, si è considerato il terreno allo stato saturo.

Non viene considerato l'incremento dinamico di spinta dovuto all'acqua interstiziale in quanto tale situazione limite è da considerare per sole situazioni limite di terreni estremamente permeabili. Inoltre tale apporto è senz'altro trascurabile.

### Incremento dinamico di spinta del battente d'acqua interno allo scatolare (CDC 9)

Nell'eventualità di evento sismico concomitante alla presenza di un battente d'acqua interno allo scatolare (considerato, a favore di sicurezza al suo livello con tempo di ritorno di 500 anni) occorre mettere in conto la azione dinamica esercitata dal movimento dell'acqua. L'EC 8, parte 5, fornisce una espressione per tale effetto:

$$q(z) := \frac{7}{8} \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot \sqrt{2 \cdot \text{m} \cdot z} \cdot 1 \cdot \text{m}$$

pressione dinamica esercitata dall'acqua

interna allo scatolare (per 1 m di larghezza)

$$q(2 \cdot \text{m}) = 1.58 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}^{-1}$$

pressione massima esercitata dalla massa d'acqua

Tale azione va considerata agente nella direzione più sfavorevole ai fini della verifica considerata. E' evidente che tale azione è trascurabile in confronto alle altre azioni orizzontali fin qua analizzate.

## 6.2 Verifiche agli stati limite ultimi

Le verifiche di resistenza dei vari elementi strutturali (stato limite ultimo STR) sono di seguito effettuate mediante l'approccio progettuale 2 (A2), per cui riferendosi ad un' unica combinazione di coefficienti parziali per le azioni (quali quelli definiti nella colonna A1 della tabella 5.1.V). In quest'approccio ai parametri geotecnici

del terreno vanno applicati i coefficienti parziali A1+M1+(R3) definiti al 6.5.3.1.1, inoltre il terreno è da considerare, almeno allo stato secco, come un carico permanente, per cui alle azioni ad esso relative v'è applicato l'opportuno coefficiente parziale relativo, appunto, ai carichi permanenti. La frazione di spinta derivante dalla presenza di falda è invece da considerare un carico variabile, per cui da assoggettare agli opportuni coefficienti di combinazione.

## 6.2.1 Combinazioni di carico

Il modello della struttura è stato volta per volta assoggettato alle varie condizioni di carico opportunamente combinate al fine di massimizzare le sollecitazioni nei singoli elementi strutturali. Le massime sollecitazioni di calcolo si ottengono attraverso l'involuppo dei diagrammi relativi alle singole combinazioni. Le condizioni di carico permanenti (peso proprio strutturale, peso sovrastruttura, spinta del terreno allo stato secco) compaiono evidentemente in ogni combinazione di carico.

$$CMB1 = (CDC1 + CDC3 + CDC4) \cdot \gamma_{G1} + CDC5 \cdot \gamma_Q + CDC12 \cdot \gamma_{Qi} \cdot \psi_{01}$$

$$CMB2 = (CDC1 + CDC3 + CDC4) \cdot \gamma_{G1} + CDC7 \cdot \gamma_{Qi} \cdot \psi_{01} + CDC10 \cdot \gamma_Q$$

$$CMB3 = (CDC1 + CDC3 + CDC4) \cdot \gamma_{G1} + CDC7 \cdot \gamma_{Qi} + CDC6 \cdot \gamma_Q$$

$$CMB4 = (CDC1 + CDC3 + CDC4) \cdot \gamma_{G1} + CDC5 \cdot \gamma_Q + CDC7 \cdot \gamma_{Qi}$$

$$CMB5 = (CDC1 + CDC3 + CDC4) + CDC2 + CDC7 \cdot \psi_{21} + CDC8 \cdot \psi_{22}$$

$$CMB6 = (CDC1 + CDC3 + CDC4) + CDC2 + CDC7 \cdot \psi_{21} + CDC8 \cdot \psi_{22} + CDC12 \cdot \psi_{23} + CDC9 \cdot \psi_{24}$$

$$CMB7 = (CDC1 + CDC3 + CDC4) \cdot \gamma_{G1} + CDC13 \cdot \gamma_Q$$

in cui i vari coefficienti parziali assumono i valori della colonna A1 in tab. 5.1.V delle NTC e i vari coefficienti di combinazione hanno valore unitario.

La combinazione 1 massimizza la flessione positiva nel traverso, le combinazioni 2 e 3 realizzano situazioni in cui è massima la spinta su uno dei piedritti; la combinazione 4 ricerca la massima flessione negativa sul traverso. Le combinazioni 5 e 6 sono di tipo sismico e mettono in conto le azioni permanenti più le azioni relative alla forza di inerzia del ponte più i vari incrementi dinamici relativi alla spinta del terreno e alla sovrappinta dello eventuale battente d'acqua interno allo scatolare. La combinazione 7 infine massimizza il taglio nel traverso.

## 6.2.2 Verifiche di resistenza

$$f_{yk} := 450 \cdot \text{MPa}$$

tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio

$$f_{yd} := 391.3 \cdot \text{MPa}$$

tensione di snervamento di calcolo dell'acciaio

$$f_{ck} := 30.71 \cdot \text{MPa}$$

resistenza caratteristica a compressione del cls

$$f_{cd} := 17.4 \cdot \text{MPa}$$

resistenza di calcolo a compressione del cls

$$E_s := 210000 \cdot \text{MPa}$$

modulo di elasticità dell'acciaio

$$\varepsilon_{yd} := \frac{f_{yd}}{E_s} \quad \varepsilon_{yd} = 0.00186$$

deformazione di snervamento dell'acciaio

### 6.2.2.1 Soletta superiore (striscia di 1 m)

$$h := 40 \cdot \text{cm}$$

larghezza sezione

$$b := 100 \cdot \text{cm}$$

altezza sezione

#### - SEZIONE DI CAMPATA

Le condizioni peggiori per il traverso (soletta superiore) si hanno dalla combinazione di carico 1; l'elemento è soggetto, in generale, anche ad una certa azione normale, il cui valore massimo è pari a 74 kN (combinazione di carico n° 3, a cui è associato un momento flettente massimo di 123 kNm); tuttavia l'elemento è prevalentemente inflesso e la verifica per sola azione flettente è comunque più cautelativa.

**- flessione positiva**

$M_{max\_pos} := 161.4 \cdot \text{kNm}$  momento massimo positivo agente in campata  
 $d := 34.2 \cdot \text{cm}$  altezza utile  
 $c := 5.8 \cdot \text{cm}$  copriferro lordo (distanza baricentro armatura compressa dal bordo compresso)

$A_s := (12.06 + 1.13) \cdot \text{cm}^2$  armatura tesa (6φ16+1φ12)

$A^{\circ}_s := 8.04 \cdot \text{cm}^2$  armatura compressa (4φ16)

$\epsilon_{yd} := \frac{f_{yd}}{E_s}$   $\epsilon_{yd} = 0.00186$  deformazione di snervamento dell'acciaio

$\omega := \frac{A_s \cdot f_{yd}}{b \cdot h \cdot f_{cd}}$  rapporto meccanico di armatura tesa

$\omega^{\circ} := \frac{A^{\circ}_s \cdot f_{yd}}{b \cdot h \cdot f_{cd}}$  rapporto meccanico di armatura compressa

$y_1 := (\omega - \omega^{\circ}) \cdot h$

$y_1 = 1.16 \cdot \text{cm}$  altezza stress-block in caso di armatura compressa snervata a rottura

$f(y_2) := y_2^2 \cdot b \cdot f_{cd} - y_2 \cdot (A_s \cdot f_{yd} - A^{\circ}_s \cdot E_s \cdot 0.0035) - 0.8 \cdot c \cdot A^{\circ}_s \cdot E_s \cdot 0.0035$

$y_2 = 3.76 \cdot \text{cm}$  altezza stress-block in caso di armatura compressa non snervata a rottura

$y := \text{if} \left( y_2 \leq \frac{0.0035 \cdot 0.8 \cdot c}{0.0035 - \epsilon_{yd}}, y_2, y_1 \right)$

$y = 3.76 \cdot \text{cm}$

**altezza effettiva stress-block**

$C_1 := f_{cd} \cdot b \cdot y$   $C_1 = 654.33 \cdot \text{kN}$  risultante di compressione nel calcestruzzo

$C_2 := E_s \cdot A^{\circ}_s \cdot 0.0035 \cdot \frac{y - 0.8 \cdot c}{y}$

$C_2 = -138.205 \cdot \text{kN}$

risultante di compressione nell'acciaio compresso

$d_c := \frac{C_1 \cdot 0.5 \cdot y + C_2 \cdot c}{C_1 + C_2}$

$d_c = 0.83 \cdot \text{cm}$

distanza risultante di compressione dal lembo compresso

$M_{Rd} := f_{yd} \cdot A_s \cdot (d - d_c)$

$M_{Rd} = 172.23 \cdot \text{kNm}$

**momento resistente**

Controllo rispetto prescrizione NTC circa la massima % di armatura tesa (par. 7.4.6.2.1):

$\rho := \frac{A_s}{h \cdot b}$   $\rho^{\circ} := \frac{A^{\circ}_s}{h \cdot b}$

$$\rho - \rho^{\circ} = 0.129 \cdot \% < \frac{3.5}{f_{yk} \cdot \text{MPa}^{-1}} = 0.778 \cdot \%$$

**- flessione negativa**

$A_s := 8.04 \cdot \text{cm}^2$	armatura tesa (4 $\phi$ 16)
$A^{\circ}_s := (12.06 + 1.13) \cdot \text{cm}^2$	armatura compressa (6 $\phi$ 16+1 $\phi$ 12)

Procedendo analogamente al caso precedente si ottiene:

$M_{Rd} = 110.0 \cdot \text{kNm}$	<b>momento resistente</b>
-----------------------------------	---------------------------

**- SEZIONE DI ESTREMITA'**

**- verifica a flessione**

$M_{\text{max\_neg}} := 136.32 \cdot \text{kNm}$	momento massimo agente
$d := 34.2 \cdot \text{cm}$	altezza utile
$c := 5.8 \cdot \text{cm}$	copriferro lordo (distanza baricentro armatura compressa dal bordo compresso)
$A_s := 15.46 \cdot \text{cm}^2$	armatura tesa (6 $\phi$ 16+3 $\phi$ 12)
$A^{\circ}_s := 8.04 \cdot \text{cm}^2$	armatura compressa (4 $\phi$ 16)

Procedendo analogamente al caso precedente si ottiene:

$M_{Rd} = 193.9 \cdot \text{kNm}$	<b>momento resistente (&gt; del momento agente)</b>
-----------------------------------	---

**- verifica a taglio**

La condizione peggiore si ha per la combinazione di carico 7 (gruppo di carico 1 disposto decentrato in modo da massimizzare l'azione tagliante vicino all'intersezione tra la soletta e il piedritto).

$T_{\text{max}} := 281.3 \cdot \text{kN}$	taglio massimo agente (a filo interno piedritto)
---	--

La resistenza a taglio del traverso non appositamente armato a taglio è di seguito calcolata:

$k := 1 + \sqrt{\frac{200}{d \cdot \text{mm}^{-1}}}$	(da assumere comunque $\leq 2$ )
$k = 1.76$	

$v_{\text{min}} := 0.035 k^{1.5} \cdot (f_{ck} \cdot \text{MPa}^{-1})^{0.5}$	$v_{\text{min}} = 0.4547$
--	---------------------------

$A_s := 11.44 \cdot \text{cm}^2$	armatura tesa (4 $\phi$ 16+3 $\phi$ 12)
----------------------------------	---

$\rho_l := \frac{A_s}{b \cdot d}$	(da assumere comunque $\leq 0.02$ )
$\rho_l = 0.0033$	

$\sigma_{cp} := 0 \cdot \text{MPa}$	(a favore di sicurezza può assumersi valore nullo)
-------------------------------------	--

$$\gamma_c := 1.5 \quad \text{coefficiente parziale di sicurezza del calcestruzzo}$$

$$V_{Rd} := \left[ \frac{0.18 \cdot k \cdot \left( 100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck} \cdot \text{MPa}^{-1} \right)^{\frac{1}{3}}}{\gamma_c} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \cdot \text{MPa}^{-1} \right] \cdot b \cdot d \cdot \text{mm}^{-2}$$

$$V_{Rd} = 157.44 \cdot \text{kN} \quad \text{taglio resistente di calcolo senza armatura a taglio}$$

La normativa fissa comunque un valore minimo di resistenza per l'elemento non armato a taglio:

$$V_{Rd.min} := \left( v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \cdot \text{MPa}^{-1} \right) \cdot b \cdot d \cdot \text{mm}^{-2}$$

$$V_{Rd.min} = 155.51 \cdot \text{kN} \quad \text{taglio resistente minimo senza armatura a taglio}$$

Il taglio agente allo SLU è maggiore della resistenza dell'elemento strutturale, occorre dunque progettare la armatura trasversale. Essa sarà costituita da ferri piegati a 45° prossimi alle zone a taglio massimo.

### -progetto dell'armatura a taglio

$$t_{sd} := \frac{T_{max}}{b \cdot 0.9 \cdot d \cdot f_{cd}}$$

$$t_{sd} = 0.0525 \quad \text{taglio agente adimensionalizzato}$$

$$\alpha_c := 1 \quad \text{coefficiente maggiorativo per membrane compresse (unitario a favore di sicurezza)}$$

$$\alpha := 45^\circ \quad \text{(inclinazione armatura taglio risp. all'asse della trave- ferri piegati)}$$

$$t_{Rcd}(\theta) := 0.5 \cdot \alpha_c \cdot \frac{\cot(\alpha) + \cot(\theta)}{1 + \cot(\theta)^2} \quad \text{taglio-compressione adimensionalizzato}$$

$$f(\theta) := t_{sd} - t_{Rcd}(\theta) \quad \text{angolo per cui taglio agente e taglio compressione coincidono}$$

$$\theta_1 = 5.52^\circ$$

$$\theta := \text{if}(t_{sd} > t_{Rcd}(21.81^\circ), \text{if}(t_{sd} < t_{Rcd}(45^\circ), \theta_1, 100^\circ), 21.81^\circ)$$

$$\theta = 21.81^\circ \quad \text{angolo tra i puntoni compressi e l'asse della trave}$$

$$\omega_{sw}(\theta) := \frac{t_{sd}}{\sin(\alpha) \cdot (\cot(\alpha) + \cot(\theta))}$$

$$\omega_{sw}(\theta) = 0.02123 \quad \text{rapporto adimensionalizzato di armatura (minimo) da adottare}$$

$$s := 35 \cdot \text{cm} \quad \text{interasse armatura trasversale}$$

$$A_{sw} := \frac{\omega_{sw}(\theta) \cdot b \cdot s \cdot f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_{sw} = 3.3 \cdot \text{cm}^2 \quad \text{armatura minima ferri piegati da adoperare, con passo: } s = 35 \cdot \text{cm}$$

### -verifica dell'armatura a taglio

$$A_{sw} := 3.39 \cdot \text{cm}^2 \quad \text{armatura trasversale (3\phi 12 per m di larghezza di soletta)}$$

$$\text{con passo: } s := 35 \cdot \text{cm}$$

$$\omega_{sw} := \frac{A_{sw} \cdot f_{yd}}{b \cdot s \cdot f_{cd}}$$

$$\omega_{sw} = 0.022 \quad \text{rapporto meccanico d'armatura}$$

$$t_{Rsd}(\theta) := \omega_{sw} \cdot \sin(\alpha) \cdot (\cot(\alpha) + \cot(\theta)) \quad \text{taglio trazione adimensionalizzato}$$

$$t_{Rcd}(\theta) := 0.5 \cdot \alpha_c \cdot \frac{\cot(\alpha) + \cot(\theta)}{1 + \cot(\theta)^2}$$

taglio compressione adimensionalizzato

$$f(\theta) := t_{Rcd}(\theta) - t_{Rsd}(\theta)$$

ricerca dell'angolo per cui taglio trazione e taglio compressione resistenti sono uguali

$$\theta = 10.11 \cdot ^\circ \quad \cot(\theta) = 5.608$$

Il taglio resistente è dato da:

$$t_{Rsd}(21.81 \cdot ^\circ) \cdot b \cdot 0.9 \cdot d \cdot f_{cd} = 288.62 \cdot \text{kN}$$

se  $\cot(\theta) > 2.5$

$$t_{Rcd}(45 \cdot ^\circ) \cdot b \cdot 0.9 \cdot d \cdot f_{cd} = 2677.86 \cdot \text{kN}$$

se  $\cot(\theta) < 1.0$

$$t_{Rsd}(\theta) \cdot b \cdot 0.9 \cdot d \cdot f_{cd} = 545.12 \cdot \text{kN}$$

se  $1.0 < \cot(\theta) < 2.5$

per cui in questo caso si ha:

$$V_{Rsd} = 288.62 \cdot \text{kN}$$

**taglio resistente della sezione (> del taglio agente)**

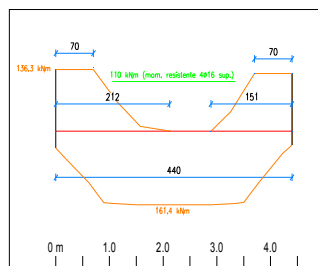
Per interasse dei ferri piegati pari a 50 cm si ha, con calcoli analoghi:

$$V_{Rsd} = 202.03 \cdot \text{kN}$$

Coerentemente a quanto prescritto dalle norme verrà considerata una traslazione del diagramma dei momenti, nel verso che dà luogo ad un aumento del valore assoluto del momento flettente, pari a:

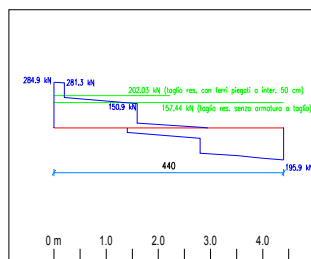
$$a_1 := 0.9 \cdot d \cdot \frac{\cot(\theta) - \cot(\alpha)}{2}$$

$$a_1 = 70.9 \cdot \text{cm}$$



Inviluppo M soletta superiore





Involuppo T soletta superiore

### 6.2.2.2 Piedritti (striscia di 1 m)

$h := 40 \cdot \text{cm}$  larghezza sezione  
 $b := 100 \cdot \text{cm}$  altezza sezione

#### - verifica a pressoflessione

Le condizioni peggiori emergono per le combinazioni di carico 3 (massimo momento flettente) e per la 7 (massima azione normale):

#### - Combinazione di carico 3:

$M_{d3} := 136.3 \cdot \text{kNm}$  momento massimo agente (in testa al piedritto)

$N_{d3} := 164.8 \cdot \text{kN}$  azione normale agente

#### - Combinazione di carico 7:

$M_{d7} := 69.1 \cdot \text{kNm}$  momento agente

$N_{d7} := 326 \cdot \text{kN}$  azione normale massima agente (al piede del piedritto)

$d := 34.2 \cdot \text{cm}$  altezza utile

$c := 5.8 \cdot \text{cm}$  copriferro lordo (distanza baricentro armatura compressa dal bordo compresso)

$A_s := 12.06 \cdot \text{cm}^2$  armatura meno compressa ( $6\phi 16$ )

$A^{\circ}_s := 12.06 \cdot \text{cm}^2$  armatura più compressa ( $6\phi 16$ )

$$\varepsilon_{yd} := \frac{f_{yd}}{E_s}$$

$$\varepsilon_{yd} = 0.00186$$

deformazione di snervamento dell'acciaio

$$\omega := \frac{A_s \cdot f_{yd}}{b \cdot h \cdot f_{cd}}$$

rapporto meccanico di armatura tesa

$$\omega^\circ := \frac{A^\circ_s \cdot f_{yd}}{b \cdot h \cdot f_{cd}}$$

rapporto meccanico di armatura compressa

$$N_c := b \cdot h \cdot f_{cd}$$

$$N_c = 6960 \cdot \text{kN}$$

$$F := A_s \cdot f_{yd}$$

$$F = 471.908 \cdot \text{kN}$$

$$M_{R\_CD}(N_d) := A_s \cdot f_{yd} \cdot (d - c) + N_d \cdot \frac{h}{2} \cdot \left(1 - \frac{N_d}{N_c}\right) \quad \text{dominio di rottura approssimato nella zona C-D}$$

$$M_{R\_AC}(N_d) := \frac{M_{R\_CD}(0 \cdot \text{kN})}{2 \cdot A_s \cdot f_{yd}} \cdot (N_d + 2 \cdot A_s \cdot f_{yd})$$

dominio di rottura approssimato nella zona A-C (andamento rettilineo)

$$M_{R\_EB}(N_d) := M_{R\_CD}(0 \cdot \text{kN}) - \frac{M_{R\_CD}(0 \cdot \text{kN})}{2 \cdot A_s \cdot f_{yd}} \cdot (N_d - N_c)$$

dominio di rottura approssimato nella zona E-B (andamento rettilineo)

$$M_{R\_DE}(N_d) := M_{R\_CD}\left(\frac{N_c}{2}\right) - \frac{M_{R\_CD}\left(\frac{N_c}{2}\right) - M_{R\_CD}(N_c)}{\frac{N_c}{2}} \cdot \left(N_d - \frac{N_c}{2}\right)$$

dominio di rottura approssimato nella zona D-E (andamento rettilineo)

per  $N_d$  negativo (trazione) vale la zona C-D, per  $N_d$  di compressione e  $<$  di  $N_c/2$  vale la zona C-D, per  $N_d$  compreso tra  $N_c/2$  e  $N_c$  vale la zona D-E, e infine per  $N_d > N_c$  la zona E-B.

**verifica:**

$$M_R(N_{d3}) = 166.201 \cdot \text{kNm} > M_{d3} = 136.3 \cdot \text{kNm}$$

$$M_R(N_{d7}) = 196.168 \cdot \text{kNm} > M_{d7} = 69.1 \cdot \text{kNm}$$

la verifica dà esito positivo.

### **- verifica a taglio**

La condizione peggiore si realizza relativamente alla combinazione di carico 2, in cui si ha il taglio massimo alla base di uno dei piedritti associato ad un determinato valore di azione normale. Per le altre condizioni di carico il taglio massimo agente è nettamente inferiore.

$$T_{\max} := 132 \cdot \text{kN}$$

taglio massimo agente

$$N_d := 48.9 \cdot \text{kN}$$

azione normale agente

La resistenza a taglio del traverso non appositamente armato a taglio è di seguito calcolata:

$$k := 1 + \sqrt{\frac{200}{d \cdot \text{mm}^{-1}}}$$

$$k = 1.76$$

(da assumere comunque  $\leq 2$ )

$$v_{\min} = 0.4547$$

$$\rho_l := \frac{A_s}{b \cdot d} \quad \rho_l = 0.0035 \quad \text{da assumere comunque } \leq 0.02$$

$$\sigma_{cp} := \frac{N_d}{h \cdot b}$$

$$\sigma_{cp} = 0.12 \cdot \text{MPa}$$

tensione media di compressione nella sezione ( $\leq 0.2 f_{cd} = 4.23 \text{ MPa}$ )

$$\gamma_c := 1.5$$

coefficiente parziale di sicurezza del calcestruzzo

$$V_{Rd} := \left[ \frac{0.18 \cdot k \cdot \left( 100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck} \cdot \text{MPa}^{-1} \right)^{\frac{1}{3}}}{\gamma_c} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \cdot \text{MPa}^{-1} \right] \cdot b \cdot d \cdot \text{mm}^{-2}$$

$$V_{Rd} = 166.5 \cdot \text{kN}$$

taglio resistente di calcolo senza armatura a taglio  $> T_{\max}$

La normativa fissa comunque un valore minimo di resistenza per l'elemento non armato a taglio:

$$V_{Rd,\min} := \left( v_{\min} + 0.15 \sigma_{cp} \cdot \text{MPa}^{-1} \right) \cdot b \cdot d \cdot \text{mm}^{-2}$$

$$V_{Rd,\min} = 161.78 \cdot \text{kN}$$

taglio resistente minimo senza armatura a taglio

### 6.2.2.3 Platea di fondazione (striscia di 1 m)

$$h := 50 \cdot \text{cm}$$

altezza sezione

$$b := 100 \cdot \text{cm}$$

larghezza sezione

#### - SEZIONE DI CAMPATA

La condizione peggiore per la platea (soletta inferiore) si ha dalla combinazione di carico 7; l'elemento è soggetto, in generale, anche ad una certa azione normale, il cui valore massimo è pari a 35 kN (combinazione di carico n° 5, a cui è associato un momento flettente massimo di 27 kNm); tuttavia l'elemento è prevalentemente inflesso e la verifica per sola azione flettente è comunque più cautelativa.

$$M_{\max\_neg} := 144.2 \cdot \text{kNm}$$

momento massimo agente in campata

$$d := 44.2 \cdot \text{cm}$$

altezza utile

$$c := 5.8 \cdot \text{cm}$$

copriferro lordo (distanza baricentro armatura compressa dal bordo compresso)

$$A_s := 12.06 \cdot \text{cm}^2$$

armatura tesa (6 $\phi$ 16 superiori)

$$A^{\circ}_s := 8.04 \cdot \text{cm}^2$$

armatura compressa (4 $\phi$ 16 inferiori)

procedendo come fatto in precedenza si ottiene:

$$M_{Rd} = 202 \cdot \text{kNm}$$

momento resistente ( $>$  del momento agente)

#### - SEZIONE DI ESTREMITA'

**- verifica a flessione**

$M_{max\_pos} := 95.3 \cdot \text{kNm}$	momento massimo agente
$d := 44.2 \cdot \text{cm}$	altezza utile
$c := 5.8 \cdot \text{cm}$	copriferro lordo (distanza baricentro armatura compressa dal bordo compresso)
$A_s := 8.04 \cdot \text{cm}^2$	armatura tesa (4 $\phi$ 16)
$A^{\circ}_s := 8.04 \cdot \text{cm}^2$	armatura compressa (4 $\phi$ 16)

La sezione in questione richiede una quantità di armatura a taglio sicuramente sovrabbondante per la verifica a flessione. Procedendo come fatto in precedenza si ottiene:

$M_{Rd} = 140.7 \cdot \text{kNm}$	<b>momento resistente (&gt; del momento agente)</b>
-----------------------------------	---

**- flessione negativa**

$A_s := 8.04 \cdot \text{cm}^2$	armatura superiore tesa (4 $\phi$ 16)
$A^{\circ}_s := 12.06 \cdot \text{cm}^2$	armatura inferiore compressa (6 $\phi$ 16)

Procedendo analogamente al caso precedente si ottiene:

$M_{Rd} = 141.3 \cdot \text{kNm}$	<b>momento resistente (&gt; del momento agente)</b>
-----------------------------------	---

**- verifica a taglio**

La condizione peggiore si ha per la combinazione di carico 7 (gruppo di carico 1 disposto decentrato in modo da massimizzare l'azione tagliante vicino all'intersezione tra la soletta e il piedritto).

$T_{max} := 260 \cdot \text{kN}$	taglio massimo agente
$N_d := 37 \cdot \text{kN}$	azione normale agente (nella medesima Combinazione di carico)

La resistenza a taglio del traverso non appositamente armato a taglio è di seguito calcolata:

$$k := 1 + \sqrt{\frac{200}{d \cdot \text{mm}^{-1}}}$$
$$k = 1.67 \quad (\text{da assumere comunque } \leq 2)$$
$$v_{min} := 0.035 k^{1.5} \cdot (f_{ck} \cdot \text{MPa}^{-1})^{0.5} \quad v_{min} = 0.4196$$
$$\rho_l := \frac{A_s}{b \cdot d} \quad \rho_l = 0.0018 \quad (\text{da assumere comunque } \leq 0.02)$$
$$\sigma_{cp} := \frac{N_d}{b \cdot h}$$
$$\sigma_{cp} = 0.074 \cdot \text{MPa} \quad (\text{a favore di sicurezza può assumersi valore nullo})$$
$$\gamma_c = 1.5 \quad (\text{coefficiente parziale di sicurezza del calcestruzzo})$$
$$V_{Rd} := \left[ \frac{0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck} \cdot \text{MPa}^{-1})^{\frac{1}{3}}}{\gamma_c} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \cdot \text{MPa}^{-1} \right] \cdot b \cdot d \cdot \text{mm}^{-2}$$

$$V_{Rd} = 162.32 \cdot \text{kN}$$

taglio resistente di calcolo senza armatura a taglio

Il taglio agente allo SLU è maggiore della resistenza dell'elemento strutturale, occorre dunque progettare la armatura trasversale. Essa sarà costituita da ferri piegati a 45° opportunamente disposti.

### -progetto dell'armatura a taglio

$$t_{sd} := \frac{T_{\max}}{b \cdot 0.9 \cdot d \cdot f_{cd}}$$

$$t_{sd} = 0.0376$$

taglio agente adimensionalizzato

$$\alpha_c := 1$$

coefficiente maggiorativo per membrature compresse  
(unitario a favore di sicurezza)

$$\alpha := 45^\circ$$

(inclinazione armatura taglio risp. all'asse della trave- ferri piegati)

$$t_{Rcd}(\theta) := 0.5 \cdot \alpha_c \cdot \frac{\cot(\alpha) + \cot(\theta)}{1 + \cot(\theta)^2}$$

taglio-compressione adimensionalizzato

$$f(\theta) := t_{sd} - t_{Rcd}(\theta)$$

angolo per cui taglio agente e taglio compressione coincidono

$$\theta_1 = 4.03^\circ$$

$$\theta := \text{if}(t_{sd} > t_{Rcd}(21.81^\circ), \text{if}(t_{sd} < t_{Rcd}(45^\circ), \theta_1, 100^\circ), 21.81^\circ)$$

$$\theta = 21.81^\circ$$

angolo tra i puntoni compressi e l'asse della trave

$$\omega_{sw}(\theta) := \frac{t_{sd}}{\sin(\alpha) \cdot (\cot(\alpha) + \cot(\theta))}$$

$$\omega_{sw}(\theta) = 0.01518$$

rapporto adimensionalizzato di armatura (minimo) da adottare

$$s := 40 \cdot \text{cm}$$

**interasse armatura trasversale**

$$A_{sw} := \frac{\omega_{sw}(\theta) \cdot b \cdot s \cdot f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_{sw} = 2.7 \cdot \text{cm}^2$$

armatura minima ferri piegati da adoperare, con passo:  $s = 40 \cdot \text{cm}$

### -verifica dell'armatura a taglio

$$A_{sw} := 3.39 \cdot \text{cm}^2$$

**armatura trasversale** (3φ12 per m di larghezza di soletta)

con passo:

$$s := 40 \cdot \text{cm}$$

$$\omega_{sw} := \frac{A_{sw} \cdot f_{yd}}{b \cdot s \cdot f_{cd}}$$

$$\omega_{sw} = 0.019$$

rapporto meccanico d'armatura

$$t_{Rsd}(\theta) := \omega_{sw} \cdot \sin(\alpha) \cdot (\cot(\alpha) + \cot(\theta))$$

taglio trazione adimensionalizzato

$$t_{Rcd}(\theta) := 0.5 \cdot \alpha_c \cdot \frac{\cot(\alpha) + \cot(\theta)}{1 + \cot(\theta)^2}$$

taglio compressione adimensionalizzato

$$f(\theta) := t_{Rcd}(\theta) - t_{Rsd}(\theta)$$

ricerca dell'angolo per cui taglio trazione e taglio compressione resistenti sono uguali

$$\theta = 9.44^\circ \quad \cot(\theta) = 6.016$$

Il taglio resistente è dato da:

$$t_{Rsd}(21.81^\circ) \cdot b \cdot 0.9 \cdot d \cdot f_{cd} = 326.39 \cdot \text{kN}$$

se  $\cot(\theta) > 2.5$

$$t_{Rcd}(45^\circ) \cdot b \cdot 0.9 \cdot d \cdot f_{cd} = 3460.86 \cdot \text{kN}$$

se  $\cot(\theta) < 1.0$

$$t_{Rsd}(\theta) \cdot b \cdot 0.9 \cdot d \cdot f_{cd} = 654.47 \cdot \text{kN} \quad \text{se } 1.0 < \cot(\theta) < 2.5$$

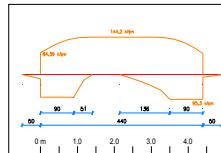
per cui in questo caso si ha:

$$V_{Rsd} = 326.39 \cdot \text{kN}$$

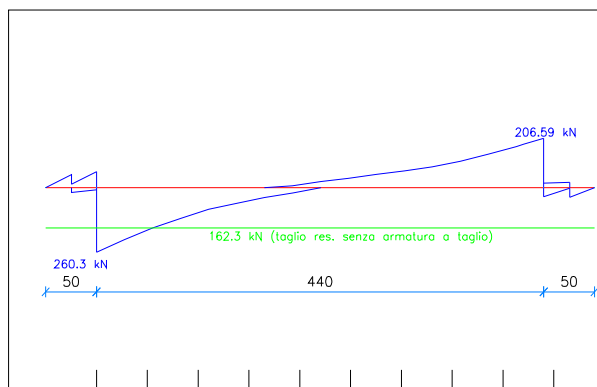
**taglio resistente della sezione (> del taglio agente)**

Coerentemente a quanto prescritto dalle norme verrà considerata una traslazione del diagramma dei momenti, nel verso che dà luogo ad un aumento del valore assoluto del momento flettente, pari a:

$$a_1 := 0.9 \cdot d \cdot \frac{\cot(\theta) - \cot(\alpha)}{2} \quad a_1 = 99.8 \cdot \text{cm}$$



Inviluppo M platea



Inviluppo T platea

### 6.2.3 Verifiche di collasso per carico limite dell'insieme terreno-fondazione

La verifica di collasso per raggiungimento del carico limite dell'insieme fondazione-terreno viene di seguito svolta tramite l'approccio A2 (A1+M1+R3, par. 6.4.2.1 delle NTC). La fondazione è considerabile alla stregua di tipo nastriforme. La verifica viene di seguito effettuata per due combinazioni di carico: la prima massimizza la eccentricità della risultante delle forze agenti sul ponte (al fine di ottenere la massima penalizzazione del carico limite e quindi la severità della verifica), l'altra massimizza il carico verticale agente. Inoltre viene considerata la situazione in cui è presente la falda sino alla quota della massicciata. La presenza di falda produce un'ulteriore penalizzazione del carico limite. L'approccio scelto per le verifiche prevede coefficienti parziali da applicare ai parametri geotecnici (M1) tutti unitari.

$B := 5.4 \cdot \text{m}$	larghezza fondazione
$D := 2.9 \cdot \text{m}$	profondità del piano di posa
$\phi := 32 \cdot \text{deg}$	angolo di attrito interno terreno di fondazione
$C := 0 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}^{-2}$	coesione (a favore di sicurezza)
$\gamma := 20 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$	peso specifico del terreno sotto il piano di posa (allo stato saturo)
$\gamma_o := 19 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$	peso specifico del terreno sopra il piano di posa (allo stato saturo)
$\gamma_w := 10 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$	peso specifico acqua
$N_\gamma := 30.22$	
$N_q := 23.18$	coefficienti di fondazione (Terzaghi - Prandtl - Vesic), funzioni di $\phi$
$N_c := 35.49$	

#### **COMBINAZIONE DI CARICO n°17**

$$\text{CMB17} = (\text{CDC1} + \text{CDC3}) \cdot \gamma_{G1} + \text{CDC10} \cdot \gamma_Q$$

dove:  $\gamma_{G1} = 1$        $\gamma_Q = 1.35$

Da tale combinazione si ottengono le seguenti azioni di calcolo:

$N_d := 175 \cdot \text{kN}$	componente verticale dell'azione risultante
$H_d := 82.2 \cdot \text{kN}$	componente orizzontale dell'azione risultante applicata ad un'altezza dal piano di posa:
$b_H := 1.45 \cdot \text{m}$	
$M_d := H_d \cdot b_H$	
$M_d = 119.2 \cdot \text{kNm}$	momento risultante
$e := \frac{M_d}{N_d}$ $e = 0.68 \cdot \text{m}$	eccentricità

#### **Calcolo del carico limite (formula generale di Brinch-Hansen):**

##### **--correzione per carico eccentrico**

$$B^\circ := B - 2 \cdot e \quad \text{larghezza equivalente per carico eccentrico (per fondazione nastriforme)}$$

$$B^\circ = 403.8 \cdot \text{cm}$$

##### **--correzione per inclinazione del carico**

$$n := \frac{2 + \frac{B^\circ}{8.8 \cdot m}}{1 + \frac{B^\circ}{8.8 \cdot m}} \quad n = 1.685$$

$$\tan \delta := \frac{H_d}{N_d} \quad \tan \delta = 0.47$$

$$i_\gamma := (1 - \tan \delta)^{n+1} \quad i_\gamma = 0.182$$

$$i_q := (1 - \tan \delta)^n \quad i_q = 0.343$$

$$i_c := 0$$

#### --carico limite

$$q_{lim} := \frac{1}{2} \cdot (\gamma - \gamma_w) \cdot B^\circ \cdot N_\gamma \cdot i_\gamma + (\gamma_o - \gamma_w) \cdot D \cdot N_q \cdot i_q + C \cdot N_c \cdot i_c + \gamma_w \cdot D$$

$$q_{lim} = 347.76 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}^{-2} \quad \text{carico limite (con presenza di falda fino al piano di campagna)}$$

$$\gamma_R := 2.3 \quad \text{coefficiente parziale di sicurezza (approccio A2, colonna n° 3 della tab. 6.4.1 NTC)}$$

$$Q_{lim} := \frac{q_{lim} \cdot B^\circ \cdot 1 \cdot m}{\gamma_R} \quad \text{carico limite}$$

$$Q_{lim} = 610.52 \cdot \text{kN} > N_d = 175 \cdot \text{kN} \quad \text{la verifica dà esito positivo}$$

#### COMBINAZIONE DI CARICO n°1

La combinazione è stata già definita in precedenza. Da tale combinazione si ottengono le seguenti azioni di calcolo:

$$N_d := 554 \cdot \text{kN} \quad \text{componente verticale dell'azione risultante}$$

$$H_d := 0 \cdot \text{kN} \quad \text{componente orizzontale dell'azione risultante}$$

$$e := 0 \cdot \text{m} \quad \text{eccentricità}$$

#### Calcolo del carico limite (formula generale di Brinch-Hansen):

##### --correzione per carico eccentrico

$$B^\circ := B - 2 \cdot e$$

$$B^\circ = 540 \cdot \text{cm} \quad \text{larghezza equivalente per carico eccentrico (per fondazione nastriforme)}$$

##### --carico limite

$$q_{lim} := \frac{1}{2} \cdot (\gamma - \gamma_w) \cdot B^\circ \cdot N_\gamma + (\gamma_o - \gamma_w) \cdot D \cdot N_q + C \cdot N_c + \gamma_w \cdot D$$

$$q_{lim} = 1449.938 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}^{-2} \quad \text{carico limite (con presenza di falda fino al piano di campagna)}$$

$$Q_{lim} := \frac{q_{lim} \cdot B^\circ \cdot 1 \cdot m}{\gamma_R} \quad \text{carico limite}$$

$$Q_{lim} = 3404 \cdot \text{kN} > N_d = 554 \cdot \text{kN} \quad \text{la verifica dà esito positivo}$$



## 6.3 Verifiche agli stati limite di esercizio

In zona sismica 4 non sono richieste verifiche agli stati limite di esercizio per quel che riguarda le combinazioni di carico sismiche.\

### 6.3.1 Combinazioni di carico

Il modello della struttura è stato volta per volta assoggettato alle varie condizioni di carico opportunamente combinate al fine di massimizzare le sollecitazioni nei singoli elementi strutturali. Le massime sollecitazioni di calcolo si ottengono attraverso l'involuppo dei diagrammi relativi alle singole combinazioni. Le condizioni di carico permanenti (peso proprio strutturale, peso sovrastruttura, spinta del terreno allo stato secco) compaiono evidentemente in ogni combinazione di carico.

#### - combinazioni frequenti:

$$\text{CMB8} = \text{CDC1} + \text{CDC3} + \text{CDC4} + \text{CDC5} \cdot \psi_{11}$$

$$\text{CMB9} = \text{CDC1} + \text{CDC3} + \text{CDC4} + \text{CDC10} \cdot \psi_{11}$$

$$\text{CMB10} = \text{CDC1} + \text{CDC3} + \text{CDC4} + \text{CDC6} \cdot \psi_{11}$$

$$\text{CMB11} = \text{CDC1} + \text{CDC3} + \text{CDC4} + \text{CDC13} \cdot \psi_{11}$$

#### - combinazioni rare:

$$\text{CMB12} = \text{CDC1} + \text{CDC3} + \text{CDC4} + \text{CDC5} + \text{CDC12} \cdot \psi_{02}$$

$$\text{CMB13} = \text{CDC1} + \text{CDC3} + \text{CDC4} + \text{CDC10} + \text{CDC7} \cdot \psi_{02}$$

$$\text{CMB14} = \text{CDC1} + \text{CDC3} + \text{CDC4} + \text{CDC6} + \text{CDC7} \cdot \psi_{02}$$

$$\text{CMB15} = \text{CDC1} + \text{CDC3} + \text{CDC4} + \text{CDC5} + \text{CDC7} \cdot \psi_{02}$$

$$\text{CMB16} = \text{CDC1} + \text{CDC3} + \text{CDC4} + \text{CDC13}$$

in cui i vari coefficienti di combinazione hanno valore dato nella tab. 5.1.VI delle NTC. La combinazione 8 massimizza la flessione positiva e negativa nel traverso, le combinazioni 9 e 10 realizzano situazioni in cui è massima la spinta su uno dei piedritti; La combinazione 11 massimizza il taglio nel traverso.

Per quanto riguarda le combinazioni rare il meccanismo è lo stesso. I coefficienti  $\psi_{0i}$  applicati alle condizioni di carico dominanti sono stati presi con valore unitario (a favore di sicurezza).

### 6.3.2 Verifiche di fessurazione

Per le condizioni ambientali e la classe di esposizione scelte, le verifiche da effettuare sono, per armature poco sensibili, di apertura delle fessure per le combinazioni di carico frequente ( $w_d < 0.3$  mm) e quasi permanente ( $w_d < 0.2$  mm).

$$f_{ctk} := 2.06 \cdot \text{MPa}$$

resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo

$$E_c := 33019 \cdot \text{MPa}$$

modulo elastico del calcestruzzo

$$E_s := 210000 \cdot \text{MPa}$$

modulo elastico dell'acciaio

$$n^\circ := E_s \cdot E_c^{-1}$$

coefficiente di omogeneizzazione a breve termine

$$n := 15$$

coefficiente di omogeneizzazione a lungo termine

$$\xi := 0.5$$

coefficiente di omogeneizzazione del cls teso in cls compresso

#### - Sezione di campata del traverso

Relativamente alle combinazioni di carico sopra definite il massimo momento flettente in campata nel traverso (soletta) si ha per la combinazione n° 10 (combinazione di tipo frequente).

$$A_s := 13.19 \cdot \text{cm}^2$$

armatura tesa (6φ16+1φ12)

$$A^{\circ}_s := 8.04 \cdot \text{cm}^2$$

armatura compressa (4φ16)

$$d := 34.2 \cdot \text{cm}$$

altezza utile della sezione

$$h := 40 \cdot \text{cm}$$

altezza della sezione

$$b := 100 \cdot \text{cm}$$

larghezza della sezione

$$n := 15$$

coefficiente di omogeneizzazione a lungo termine

$$n^{\circ} := \frac{E_s}{E_c} \quad n^{\circ} = 6.36$$

coefficiente di omogeneizzazione a breve termine

$$M := 96.8 \cdot \text{kNm}$$

momento flettente agente

$$f(y) := b \cdot \frac{(y \cdot \text{cm})^2}{2} - b \cdot \frac{(h - y \cdot \text{cm})^2}{2} \cdot \xi + n^{\circ} \cdot A^{\circ}_s \cdot (y \cdot \text{cm} - c) - n^{\circ} \cdot A_s \cdot (d - y \cdot \text{cm})$$

ricerca posizione asse neutro (sezione interamente reagente)

$$y_n = 17$$

**[cm]** distanza asse neutro dal lembo compresso della sezione in fase non fessurata

$$J_i := \frac{b \cdot (y_n)^3}{3} + b \cdot \frac{(h - y_n)^3}{3} \cdot \xi + n^{\circ} \cdot A^{\circ}_s \cdot (y_n - c)^2 + n^{\circ} \cdot A_s \cdot (d - y_n)^2$$

$$J_i = 397793 \cdot \text{cm}^4$$

momento di inerzia rispetto all'asse neutro (sezione non fessurata)

$$M_{cr} := \frac{J_i \cdot f_{ctk}}{\xi \cdot (h - y_n)}$$

$$M_{cr} = 71.3 \cdot \text{kNm}$$

**momento di prima fessurazione**

$$d^{\circ} := \frac{A_s \cdot d + A^{\circ}_s \cdot c}{A_s + A^{\circ}_s}$$

$$y := \frac{n^{\circ} \cdot (A_s + A^{\circ}_s)}{b} \cdot \left[ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d^{\circ}}{n^{\circ} \cdot (A_s + A^{\circ}_s)}} \right]$$

$$y = 6.7 \cdot \text{cm}$$

posizione asse neutro in fase fessurata

$$J_{ic} := \frac{b \cdot y^3}{3} + n^{\circ} \cdot A_s \cdot (d - y)^2 + n^{\circ} \cdot A^{\circ}_s \cdot (y - c)^2$$

momento d'inerzia della sezione omogenea ideale

resistente in fase fessurata

$$\sigma_{sr} := \frac{M_{cr} \cdot (d - y)}{J_{ic}} \cdot n^{\circ}$$

$$\sigma_{sr} = 169.5 \cdot \text{MPa}$$

**tensione nell'armatura tesa in fase fessurata in condizioni di prima fessurazione**

$$\sigma_s := \frac{M \cdot (d - y)}{J_{ic}} \cdot n^{\circ}$$

$$\sigma_s = 230.2 \cdot \text{MPa}$$

**tensione nell'armatura tesa in fase fessurata**

$$\beta_1 := 1 \quad \beta_2 := 0.5$$

$$\phi := 16 \cdot \text{mm}$$

diametro medio delle barre tese

$$\varepsilon_{sm} := \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \left[ 1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \left( \frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right]$$

$$\varepsilon_{sm} = 0.000799$$

dilatazione media unitaria delle barre tese nel concio tra due fessure

$$k_1 := 0.8 \quad k_2 := 0.5$$

$$c = 5.8 \cdot \text{cm}$$

distanza del baricentro delle armature tese dal lembo teso della sezione

$$h^{\circ} := 2.5 \cdot \left( c + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$h^{\circ} = 16.5 \cdot \text{cm}$$

altezza dell'area efficace (minimo tra  $h^{\circ}$  ed  $h^{\circ\circ}$ )

$$h^{\circ\circ} := \frac{h - y_n}{3} \quad h^{\circ\circ} = 7.7 \cdot \text{cm}$$

$$\rho_r := \frac{A_s}{b \cdot h^{\circ\circ}}$$

rapporto geometrico d'armatura riferito all'area efficace

$$s_{rm} := 50 \cdot \text{mm} + 0.25 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot \frac{\phi}{\rho_r}$$

$$s_{rm} = 143 \cdot \text{mm}$$

distanza media delle fessure

$$\beta := 1.7$$

$$w_k := \beta \cdot \varepsilon_{sm} \cdot s_{rm}$$

$$w_k = 0.19 \cdot \text{mm}$$

**ampiezza convenzionale delle fessure**

La verifica dà esito positivo.

Per combinazioni di carico quasi permanenti la verifica resta automaticamente soddisfatta.

### - Sezione di estremità del traverso

Il massimo momento flettente all'estremità del traverso (soletta) per la combinazione n° 10 (combinazione di tipo frequente).

$$A_s := 15.46 \cdot \text{cm}^2$$

armatura tesa (6 $\phi$ 16+3 $\phi$ 12)

$$A^{\circ}_s := 8.04 \cdot \text{cm}^2$$

armatura compressa (4 $\phi$ 16)

$$d := 34.2 \cdot \text{cm}$$

altezza utile della sezione

$$h := 40 \cdot \text{cm}$$

altezza della sezione

$$b := 100 \cdot \text{cm}$$

larghezza della sezione

$$M := 101.8 \cdot \text{kNm}$$

momento flettente agente

$$f(y) := b \cdot \frac{(y \cdot \text{cm})^2}{2} - b \cdot \frac{(h - y \cdot \text{cm})^2}{2} \cdot \xi + n^{\circ} \cdot A^{\circ}_s \cdot (y \cdot \text{cm} - c) - n^{\circ} \cdot A_s \cdot (d - y \cdot \text{cm})$$

ricerca posizione asse neutro (sezione interamente reagente)

$$y_n = 17$$

**[cm]** distanza asse neutro dal lembo compresso della sezione in fase non fessurata

$$J_i := \frac{b \cdot (y_n)^3}{3} + b \cdot \frac{(h - y_n)^3}{3} \cdot \xi + n^{\circ} \cdot A^{\circ}_s \cdot (y_n - c)^2 + n^{\circ} \cdot A_s \cdot (d - y_n)^2$$

$$J_i = 402049 \cdot \text{cm}^4$$

momento di inerzia rispetto all'asse neutro (sezione non fessurata)

$$M_{cr} := \frac{J_i \cdot f_{ctk}}{\xi \cdot (h - y_n)}$$

$$M_{cr} = 71.91 \cdot \text{kNm}$$

**momento di prima fessurazione**

$$d^{\circ} := \frac{A_s \cdot d + A^{\circ}_s \cdot c}{A_s + A^{\circ}_s}$$

$$y := \frac{n^{\circ} \cdot (A_s + A^{\circ}_s)}{b} \cdot \left[ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d^{\circ}}{n^{\circ} \cdot (A_s + A^{\circ}_s)}} \right]$$

$$y = 7.2 \cdot \text{cm}$$

posizione asse neutro in fase fessurata

$$J_{ic} := \frac{b \cdot y^3}{3} + n^{\circ} \cdot A_s \cdot (d - y)^2 + n^{\circ} \cdot A^{\circ}_s \cdot (y - c)^2$$

momento d'inerzia della sezione omogenea ideale resistente in fase fessurata

$$\sigma_{sr} := \frac{M_{cr} \cdot (d - y)}{J_{ic}} \cdot n^{\circ}$$

$$\sigma_{sr} = 146.7 \cdot \text{MPa}$$

**tensione nell'armatura tesa in fase fessurata in condizioni di prima fessurazione**

$$\sigma_s := \frac{M \cdot (d - y)}{J_{ic}} \cdot n^{\circ}$$

$$\sigma_s = 207.6 \cdot \text{MPa}$$

**tensione nell'armatura tesa in fase fessurata**

$$\beta_1 := 1$$

$$\beta_2 := 0.5$$

$$\phi := 15 \cdot \text{mm}$$

diametro medio delle barre tese

$$\varepsilon_{sm} := \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \left[ 1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \left( \frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right]$$

$$\varepsilon_{sm} = 0.000742$$

dilatazione media unitaria delle barre tese nel concio tra due fessure

$$k_1 := 0.8$$

$$k_2 := 0.5$$

$$c = 5.8 \cdot \text{cm}$$

distanza del baricentro delle armature tese dal lembo teso della sezione

$$h^{\circ} := 2.5 \cdot \left( c + \frac{\phi}{2} \right) \quad h^{\circ} = 16.4 \cdot \text{cm}$$

$$h^{\circ\circ} := \frac{h - y_n}{3} \quad h^{\circ\circ} = 7.7 \cdot \text{cm}$$

altezza dell'area efficace (minimo tra  $h^{\circ}$  ed  $h^{\circ\circ}$ )

$$\rho_r := \frac{A_s}{b \cdot h^{\circ\circ}}$$

rapporto geometrico d'armatura riferito all'area efficace

$$s_{rm} := 50 \cdot \text{mm} + 0.25 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot \frac{\phi}{\rho_r}$$

$$s_{rm} = 124 \cdot \text{mm}$$

distanza media delle fessure

$$\beta := 1.7$$

$$w_k := \beta \cdot \varepsilon_{sm} \cdot s_{rm}$$

$$w_k = 0.16 \cdot \text{mm}$$

**ampiezza convenzionale delle fessure**

La verifica dà esito positivo.

Per combinazioni di carico quasi permanenti la verifica resta automaticamente soddisfatta.

### 6.3.3 Verifica delle tensioni di esercizio

Le tensioni in esercizio a sezioni considerate in fase fessurata devono essere limitate ai seguenti valori:

$\sigma_{c.rar} := 0.6 \cdot f_{ck}$	
$\sigma_{c.rar} = 18.43 \cdot \text{MPa}$	tensione massima nel calcestruzzo per combinazione di carico <b>rara</b>
$\sigma_{s.rar} := 0.8 \cdot f_{yk}$	
$\sigma_{s.rar} = 360 \cdot \text{MPa}$	tensione massima nell'acciaio per combinazione di carico <b>rara</b>
$\sigma_{c.qp} := 0.45 \cdot f_{ck}$	
$\sigma_{c.qp} = 13.82 \cdot \text{MPa}$	tensione massima nel calcestruzzo per combinazione di carico <b>quasi permanente</b>

#### -COMBINAZIONI DI CARICO RARE

##### -Verifica traverso (soletta superiore)

##### --sezione di campata

Il massimo momento flettente in campata si ha nella combinazione di carico 12; l'elemento è prevalentemente inflesso (l'azione normale in tale combinazione è trascurabile).

$M_{12} := 119.39 \cdot \text{kNm}$	massimo momento agente (CMB 12)
$b = 100 \cdot \text{cm}$	larghezza sezione
$h = 40 \cdot \text{cm}$	altezza sezione
$d = 34.2 \cdot \text{cm}$	altezza utile della sezione
$c = 5.8 \cdot \text{cm}$	copriferro lordo (distanza baricentro armatura compressa dal lembo della sezione)
$A_s := 13.19 \cdot \text{cm}^2$	armatura tesa (6 $\phi$ 16+1 $\phi$ 12)
$A^{\circ}_s := 8.04 \cdot \text{cm}^2$	armatura compressa (4 $\phi$ 16)
$d^{\circ\circ} := \frac{A_s \cdot d + A^{\circ}_s \cdot c}{A_s + A^{\circ}_s}$	
$y := \frac{n \cdot (A_s + A^{\circ}_s)}{b} \cdot \left[ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d^{\circ\circ}}{n \cdot (A_s + A^{\circ}_s)}} \right]$	$y = 9.4 \cdot \text{cm}$ posizione asse neutro
$J_{ic} := \frac{b \cdot y^3}{3} + n \cdot A_s \cdot (d - y)^2 + n \cdot A^{\circ}_s \cdot (y - c)^2$	
$J_{ic} = 150932 \cdot \text{cm}^4$	momento d'inerzia della sezione omogenea ideale resistente

$\sigma_c := \frac{M_{12} \cdot y}{J_{ic}}$	
$\sigma_c = 7.5 \cdot \text{MPa} < \sigma_{c.rar} = 18.43 \cdot \text{MPa}$	tensione massima di compressione nel calcestruzzo
$\sigma_s := \frac{M_{12} \cdot (d - y)}{J_{ic}} \cdot n$	
$\sigma_s = 293.7 \cdot \text{MPa} < \sigma_{s.rar} = 360 \cdot \text{MPa}$	tensione nell'acciaio teso

Le tensioni in cls e acciaio sono inferiori alle tensioni massime ammesse per le combinazioni di carico quasi permanenti, per cui le verifiche richieste danno esito positivo anche per le combinazioni di carico quasi permanenti.

### --sezione di estremità

Il massimo momento flettente si ha nella combinazione di carico 14;

$$M_{14} := 104.21 \cdot \text{kNm} \quad \text{massimo momento agente (CMB 14)}$$

La sezione è la stessa, il tasso di armatura è maggiore. Le verifiche sono dunque sicuramente positive.

### -Verifica piedritti

Il massimo momento flettente si ha nella combinazione di carico 14; la massima azione normale invece agisce nella combinazione di carico 16. Tale elemento strutturale è pressoinflesso.

$$M_{14} := 104.21 \cdot \text{kNm} \quad \text{massimo momento agente (CMB 14)}$$

$$N_{14} := 128.6 \cdot \text{kN} \quad \text{azione normale agente (CMB 14)}$$

$$b := 100 \cdot \text{cm}$$

larghezza sezione

$$h := 40 \cdot \text{cm}$$

altezza sezione

$$d := 34.2 \cdot \text{cm}$$

altezza utile della sezione

$$c := 5.8 \cdot \text{cm}$$

copriferro lordo (distanza baricentro armatura compressa dal lembo della sezione)

$$A_s := 12.06 \quad \text{[cm}^2\text{]}$$

armatura meno compressa (6φ16)

$$A^{\circ}_s := 12.06 \quad \text{[cm}^2\text{]}$$

armatura più compressa (6φ16)

$$e := \frac{M_{14}}{N_{14}} \quad e = 81 \quad \text{[cm]}$$

grande eccentricità

$$A_i := b \cdot h + n \cdot (A_s + A^{\circ}_s)$$

area della sezione ideale totale

$$x_{G.id} := \frac{b \cdot \frac{h^2}{2} + n \cdot (A^{\circ}_s \cdot c + A_s \cdot d)}{A_i}$$

$$x_{G.id} = 20 \quad \text{[cm]} \quad \text{distanza baricentro sezione ideale (totale) dal lembo compresso}$$

$$u := e - x_{G.id}$$

$$u = 61 \quad \text{[cm]} \quad \text{distanza del centro di pressione dal lembo compresso}$$

$$f(y) := y^3 + 3 \cdot u \cdot y^2 + \frac{6 \cdot n}{b} \cdot [A^{\circ}_s \cdot (c + u) + A_s \cdot (d + u)] \cdot y - \frac{6 \cdot n}{b} \cdot [A^{\circ}_s \cdot (c + u) \cdot c + A_s \cdot (d + u) \cdot d]$$

ricerca posizione asse neutro

$$y = 10.4 \quad \text{[cm]} \quad \text{posizione asse neutro}$$

$$A_{i,r} := b \cdot y + n \cdot A^{\circ}_s + n \cdot A_s$$

area della sezione ideale reagente

$$A_{i,r} = 1407 \cdot \text{cm}^2$$

$$x_{G.id,r} := \frac{b \cdot \frac{y^2}{2} + n \cdot (A^{\circ}_s \cdot c + A_s \cdot d)}{A_{i,r}}$$

$$x_{G.id,r} = 9 \cdot \text{cm} \quad \text{distanza baricentro della sezione ideale reagente dal lembo compresso}$$

$$J_{id,r} := \frac{b \cdot y^3}{12} + b \cdot y \cdot \left( x_{G.id,r} - \frac{y}{2} \right)^2 + n \cdot \left[ A_s \cdot (d - x_{G.id,r})^2 + A^{\circ}_s \cdot (x_{G.id,r} - c)^2 \right]$$

$J_{id,r} = 14113$ ; momento d'inerzia della sezione ideale reagente (calcolato rispetto all'asse baricentrico della sezione ideale reagente)

$$M^{\circ} := N_{14} \cdot (u + x_{G.id,r}) \quad M^{\circ} = 90.097$$

$$\sigma_c := \frac{N_{14}}{A_{i,r}} + \frac{M^{\circ} \cdot x_{G.id,r}}{J_{id,r}}$$

$$\sigma_c = 6.7 \cdot \text{MPa} < \sigma_{c,rar} = 18.43 \cdot \text{MPa}$$

tensione massima di compressione nel calcestruzzo

$$\sigma_s := \sigma_c \cdot \frac{d - y}{y} \cdot n$$

$$\sigma_s = 227.4 \cdot \text{MPa} < \sigma_{s,rar} = 360 \cdot \text{MPa}$$

tensione massima nell'acciaio (positiva di trazione)

Le tensioni in cls e acciaio sono inferiori alle tensioni massime ammesse per le combinazioni di carico quasi-permanenti, per cui le verifiche richieste danno esito positivo anche per le combinazioni di carico quasi permanenti.

Per la combinazione di carico 16 si ha:

$$M_{16} := 51.2 \cdot \text{kNm}$$

momento agente (CMB 16)

$$N_{16} := 241.5 \cdot \text{kN}$$

massima azione normale agente (CMB 16)

procedendo analogamente al caso precedente si ottengono le tensioni nel cls e nell'acciaio teso:

$$\sigma_c = 3.11 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_s = 47.99 \cdot \text{MPa}$$

Ambo i valori sono inferiori ai limiti prefissati per le combinazioni di carico quasi permanenti, per cui le verifiche sono soddisfatte.

### **-Verifica platea di fondazione**

Per la combinazione di carico 16 si ha, in campata:

$$M_{16} := 106.5 \cdot \text{kNm}$$

massimo momento agente (CMB 16)

In tale combinazione di carico l'elemento è prevalentemente inflesso

$$b := 100 \cdot \text{cm}$$

larghezza sezione

$$h := 50 \cdot \text{cm}$$

altezza sezione

$$d := 44.2$$

altezza utile della sezione

$$c := 5.8 \text{ copri ferro lordo (distanza baricentro armatura}$$

compressa dal lembo della sezione)

$$A_s := 12.06 \cdot \text{cm}^2$$

armatura tesa (superiore) (6 $\phi$ 16)

$$A^{\circ}_s := 8.04 \cdot \text{cm}^2$$

armatura compressa (inferiore) (4 $\phi$ 16)

procedendo analogamente a quanto fatto in sopra si ottengono le tensioni nel cls e nell'acciaio teso:

$$\sigma_c = 4.54 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_s = 218.1 \cdot \text{MPa}$$

Ambo i valori sono inferiori ai limiti prefissati per le combinazioni di carico quasi permanenti, per cui le verifiche sono soddisfatte. La sezione di estremità è soggetta a sollecitazioni inferiori mentre il tenore di armatura è superiore. La verifiche risultano quindi soddisfatte.

## 6.4 Elaborazioni del codice di calcolo

### ANALISI E VERIFICHE SVOLTE CON L'AUSILIO DI CODICI DI CALCOLO

La presente relazione di calcolo strutturale, in conformità al punto §10.1 del DM 14/01/08, è comprensiva di una descrizione generale dell'opera e dei criteri generali di analisi e verifica. Segue inoltre le indicazioni fornite al §10.2 del DM stesso per quanto concerne analisi e verifiche svolte con l'ausilio di codici di calcolo.

Localizzazione della struttura	
Località	LOIRI PORTO SAN PAOLO (OT)
Comune	LOIRI PORTO SAN PAOLO (OT)
Provincia	Olbia-Tempio
Regione	SARDEGNA
Longitudine	9.494
Latitudine	40.844

Parametri della struttura			
Classe d'uso	Vita Vn [anni]	Coeff. Uso	Periodo Vr [anni]
II	50.0	1.0	50.0

Di seguito si indicano l'origine e le caratteristiche dei codici di calcolo utilizzati riportando titolo, produttore e distributore, versione, estremi della licenza d'uso:

Origine e Caratteristiche dei Codici di Calcolo	
Titolo:	PRO_SAP PROfessional Structural Analysis Program
Versione:	ENTRY (build 2010-07-152)
Produttore-Distributore:	2S.I. Software e Servizi per l'Ingegneria s.r.l., Ferrara

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software **ha consentito di valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico**. La documentazione, fornita dal produttore e distributore del software, contiene una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati, corredati dei file di input necessari a riprodurre l'elaborazione:



#### Affidabilità dei codici utilizzati

2S.I. ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

E' possibile reperire la documentazione contenente alcuni dei più significativi casi trattati al seguente link:  
<http://www.2si.it/Software/Affidabilità.htm>

Nel prosieguo si indicano tipo di analisi strutturale condotta (statico,dinamico, lineare o non lineare) e il metodo adottato per la risoluzione del problema strutturale nonché le metodologie seguite per la verifica o per il progetto-verifica delle sezioni. Si riportano le combinazioni di carico adottate e, nel caso di calcoli non lineari, i percorsi di carico seguiti; le configurazioni studiate per la struttura in esame **sono risultate effettivamente esaustive per la progettazione-verifica.**

#### Tipo di analisi strutturale

Statica lineare	SI
Statica non lineare	NO
Sismica statica lineare	SI
Sismica dinamica lineare	NO
Sismica statica non lineare (prop. masse)	NO
Sismica statica non lineare (prop. modo)	NO
Sismica statica non lineare (triangolare)	NO
Non linearità geometriche (fattore P delta)	NO

#### Progetto-verifica degli elementi

Progetto cemento armato	D.M. 14-01-2008
-------------------------	-----------------

#### Azione sismica

Norma applicata per l' azione sismica	D.M. 14-01-2008
---------------------------------------	-----------------

#### Combinazioni dei casi di carico

APPROCCIO PROGETTUALE	Approccio 2
Tensioni ammissibili	NO
SLU	SI
SLV (SLU con sisma)	SI
SLC	NO
SLD	NO
SLO	NO
SLU GEO A2 (per approccio 1)	NO
SLU EQU	NO

Combinazione caratteristica (rara)	SI
Combinazione frequente	SI
Combinazione quasi permanente (SLE)	NO
SLA (accidentale quale incendio)	NO

La verifica della sicurezza degli elementi strutturali avviene con i metodi della scienza delle costruzioni. L'analisi strutturale è condotta con il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato tensodeformativo indotto da carichi statici. L'analisi strutturale è condotta con il metodo dell'analisi modale e dello spettro di risposta in termini di accelerazione per la valutazione dello stato tensodeformativo indotto da carichi dinamici (tra cui quelli di tipo sismico).

L'analisi strutturale viene effettuata con il metodo degli elementi finiti. Il metodo sopraindicato si basa sulla schematizzazione della struttura in elementi connessi solo in corrispondenza di un numero prefissato di punti denominati nodi. I nodi sono definiti dalle tre coordinate cartesiane in un sistema di riferimento globale. Le incognite del problema (nell'ambito del metodo degli spostamenti) sono le componenti di spostamento dei nodi riferite al sistema di riferimento globale (traslazioni secondo X, Y, Z, rotazioni attorno X, Y, Z). La soluzione del problema si ottiene con un sistema di equazioni algebriche lineari i cui termini noti sono costituiti dai carichi agenti sulla struttura opportunamente concentrati ai nodi:

$$\mathbf{K} \cdot \mathbf{u} = \mathbf{F}$$

dove  $\mathbf{K}$  = matrice di rigidezza  
 $\mathbf{u}$  = vettore spostamenti nodali  
 $\mathbf{F}$  = vettore forze nodali

Dagli spostamenti ottenuti con la risoluzione del sistema vengono quindi dedotte le sollecitazioni e/o le tensioni di ogni elemento, riferite generalmente ad una terna locale all'elemento stesso.

Il sistema di riferimento utilizzato è costituito da una terna cartesiana destrorsa XYZ. Si assume l'asse Z verticale ed orientato verso l'alto.

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

- Elemento tipo **TRUSS** (biella-D2)
- Elemento tipo **BEAM** (trave-D2)
- Elemento tipo **MEMBRANE** (membrana-D3)
- Elemento tipo **PLATE** (piastra-guscio-D3)
- Elemento tipo **BOUNDARY** (molla)
- Elemento tipo **STIFFNESS** (matrice di rigidezza)
- Elemento tipo **BRICK** (elemento solido)
- Elemento tipo **SOLAIO** (macro elemento composto da più membrane)

<b>Modello strutturale realizzato con:</b>	
nodi	6
elementi D2 (per aste, travi, pilastri...)	6
elementi D3 (per pareti, platee, gusci...)	0
elementi solaio	0
elementi solidi	0
<b>Dimensione del modello strutturale [cm]:</b>	
X min =	100.00

Xmax =	640.00
Ymin =	0.00
Ymax =	0.00
Zmin =	0.00
Zmax =	305.00
<b>Strutture verticali:</b>	
Elementi di tipo asta	NO
Pilastrì	SI
Pareti	NO
Setti (a comportamento membranale)	NO
<b>Strutture non verticali:</b>	
Elementi di tipo asta	NO
Travi	SI
Gusci	NO
Membrane	NO
<b>Orizzontamenti:</b>	
Solai con la proprietà piano rigido	NO
Solai senza la proprietà piano rigido	NO
<b>Tipo di vincoli:</b>	
Nodi vincolati rigidamente	SI
Nodi vincolati elasticamente	NO
Nodi con isolatori sismici	NO
Fondazioni puntuali (plinti/plinti su palo)	NO
Fondazioni di tipo trave	SI
Fondazioni di tipo platea	NO
Fondazioni con elementi solidi	NO

#### **Modalità di presentazione dei risultati.**

La presente relazione, oltre a illustrare in modo esaustivo i dati in ingresso e i risultati delle analisi in forma tabellare, riporta una serie di immagini:

per i dati in ingresso:

- 🕒 modello solido della struttura
- 🕒 numerazione di nodi e ed elementi

per le combinazioni più significative (statisticamente più gravose per la struttura)

- ⌚ configurazioni deformate
- ⌚ diagrammi e involucri delle azioni interne

**Informazioni generali sull'elaborazione e giudizio motivato di accettabilità dei risultati.**

Il programma prevede una serie di controlli automatici (check) che consentono l'individuazione di errori di modellazione. Al termine dell'analisi un controllo automatico identifica la presenza di spostamenti o rotazioni anormali. Si può pertanto asserire che l'elaborazione sia corretta e completa. I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli che ne comprovano l'attendibilità. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali e adottati, anche in fase di primo proporzionamento della struttura. Inoltre, sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni. Si allega al termine della presente relazione elenco sintetico dei controlli svolti (verifiche di equilibrio tra reazioni vincolari e carichi applicati, comparazioni tra i risultati delle analisi e quelli di valutazioni semplificate, etc.) .

**MODELLAZIONE DEI MATERIALI**

**LEGENDA TABELLA DATI MATERIALI**

Il programma consente l'uso di materiali diversi. Sono previsti i seguenti tipi di materiale:

<b>1</b>	materiale tipo cemento armato
<b>2</b>	materiale tipo acciaio
<b>3</b>	materiale tipo muratura
<b>4</b>	materiale tipo legno
<b>5</b>	materiale tipo generico

I materiali utilizzati nella modellazione sono individuati da una sigla identificativa ed un codice numerico (gli elementi strutturali richiamano quest'ultimo nella propria descrizione). Per ogni materiale vengono riportati in tabella i seguenti dati:

<i>Young</i>	modulo di elasticità normale
<i>Poisson</i>	coefficiente di contrazione trasversale
<i>G</i>	modulo di elasticità tangenziale
<i>Gamma</i>	peso specifico
<i>Alfa</i>	coefficiente di dilatazione termica

I dati sopra riportati vengono utilizzati per la modellazione dello schema statico e per la determinazione dei carichi inerziali e termici. In relazione al tipo di materiale vengono riportati inoltre:

<b>1</b>	<b><i>cemento armato</i></b>	<b>Rck</b>	resistenza caratteristica cubica
		<b>Fctm</b>	resistenza media a trazione semplice
<b>2</b>	<b><i>acciaio</i></b>	<b>Ft</b>	tensione di rottura a trazione
		<b>Fy</b>	tensione di snervamento
		<b>Fd</b>	resistenza di calcolo

**Fdt**  
**Sadm**  
**Sadmt**

resistenza di calcolo per spess.  $t > 40$  mm  
tensione ammissibile  
tensione ammissibile per spess.  $t > 40$  mm

## TABELLA DATI MATERIALI

Id	Tipo / Note		Young	Poisson	G	Gamma	Alfa
		N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>		N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>3</sup>	
1	Calcestruzzo Classe C30/37		3.302e+04	0.12	1.500e+04	2.50e-05	1.00e-05
	Rck	37.0					
	fctm	3.1					

## MODELLAZIONE DELLE SEZIONI

### LEGENDA TABELLA DATI SEZIONI

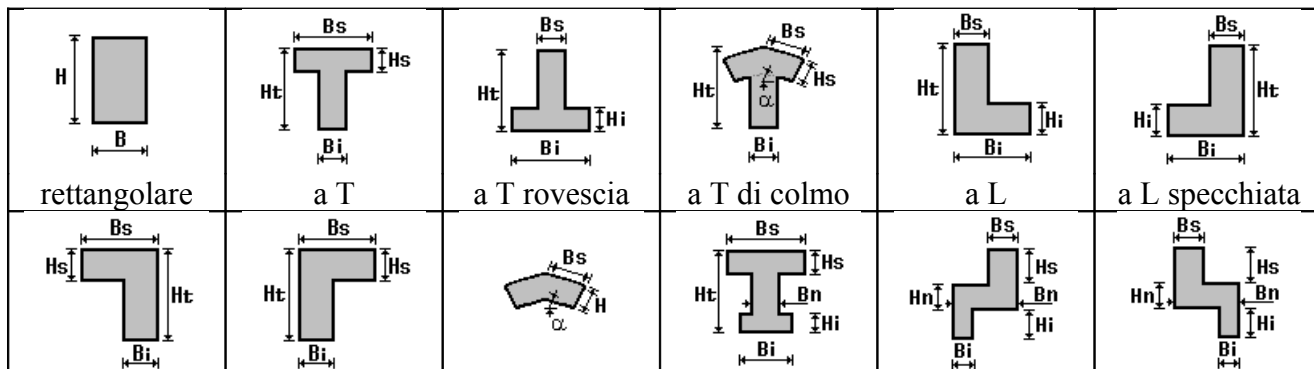
Il programma consente l'uso di sezioni diverse. Sono previsti i seguenti tipi di sezione:

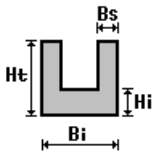
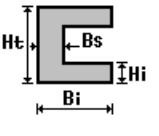
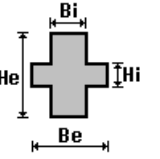
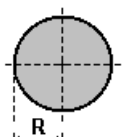
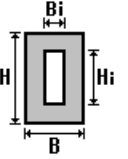
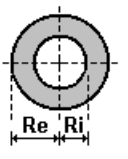
- 1 sezione di tipo generico
- 2 profilati semplici
- 3 profilati accoppiati e speciali

Le sezioni utilizzate nella modellazione sono individuate da una sigla identificativa ed un codice numerico (gli elementi strutturali richiamano quest'ultimo nella propria descrizione). Per ogni sezione vengono riportati in tabella i seguenti dati:

<b>Area</b>	area della sezione
<b>A V2</b>	area della sezione/fattore di taglio (per il taglio in direzione 2)
<b>A V3</b>	area della sezione/fattore di taglio (per il taglio in direzione 3)
<b>Jt</b>	fattore torsionale di rigidità
<b>J2-2</b>	momento d'inerzia della sezione riferito all'asse 2
<b>J3-3</b>	momento d'inerzia della sezione riferito all'asse 3
<b>W2-2</b>	modulo di resistenza della sezione riferito all'asse 2
<b>W3-3</b>	modulo di resistenza della sezione riferito all'asse 3
<b>Wp2-2</b>	modulo di resistenza plastico della sezione riferito all'asse 2
<b>Wp3-3</b>	modulo di resistenza plastico della sezione riferito all'asse 3

I dati sopra riportati vengono utilizzati per la determinazione dei carichi inerziali e per la definizione delle rigidità degli elementi strutturali; qualora il valore di Area V2 (e/o Area V3) sia nullo la deformabilità per taglio V2 (e/o V3) è trascurata. La valutazione delle caratteristiche inerziali delle sezioni è condotta nel riferimento 2-3 dell'elemento.



a L specchiata rovescia	a L rovescia	a L di colmo	a doppio T	a quattro specchiata	a quattro
					
a U	a C	a croce	circolare	rettangolare cava	circolare cava

Per quanto concerne i profilati semplici ed accoppiati l'asse 2 del riferimento coincide con l'asse x riportato nei più diffusi profilati.

Per quanto concerne le sezioni di tipo generico (tipo 1.):

i valori dimensionali con prefisso B sono riferiti all'asse 2

i valori dimensionali con prefisso H sono riferiti all'asse 3

Id	Tipo	Area	A V2	A V3	Jt	J 2-2	J 3-3	W 2-2	W 3-3	Wp 2-2	Wp 3-3
		cm2	cm2	cm2	cm4	cm4	cm4	cm3	cm3	cm3	cm3
14	Rettangolare: b=100.00 =50.00	h5000.00	0.0	0.0	2.854e+06	4.167e+06	1.042e+06	8.333e+04	4.167e+04	1.250e+05	6.250e+04
15	Rettangolare: b=100.00 =40.00	h4000.00	0.0	0.0	1.596e+06	3.333e+06	5.333e+05	6.667e+04	2.667e+04	1.000e+05	4.000e+04

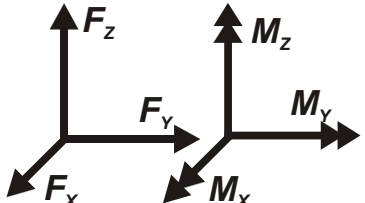
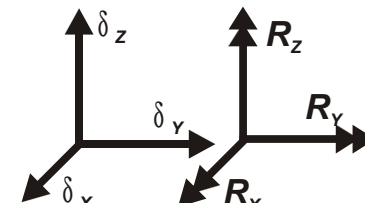
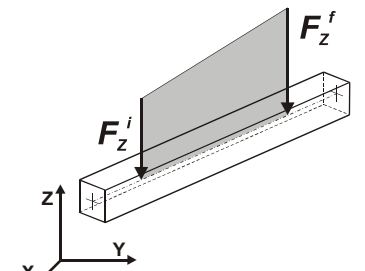
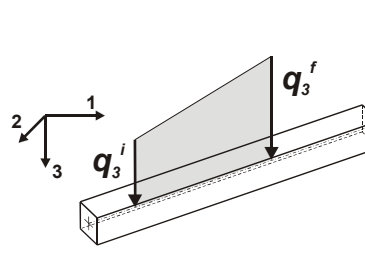
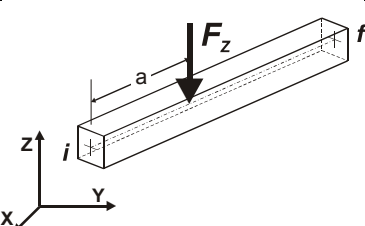
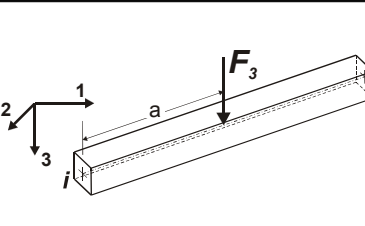
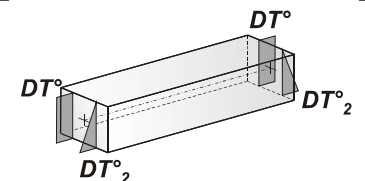
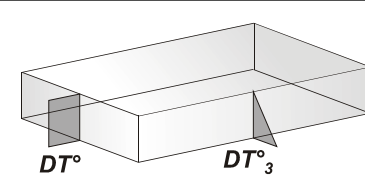
## MODELLAZIONE DELLE AZIONI

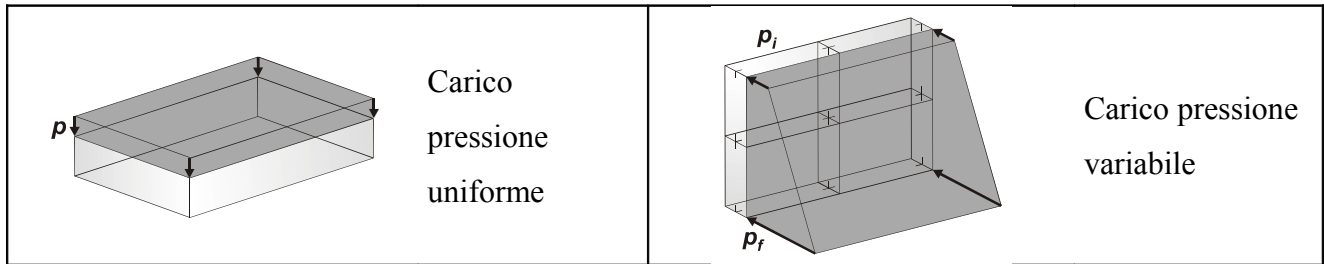
### LEGENDA TABELLA DATI AZIONI

Il programma consente l'uso di diverse tipologie di carico (azioni). Le azioni utilizzate nella modellazione sono individuate da una sigla identificativa ed un codice numerico (gli elementi strutturali richiamano quest'ultimo nella propria descrizione). Per ogni azione applicata alla struttura viene di riportato il codice, il tipo e la sigla identificativa. Le tabelle successive dettagliano i valori caratteristici di ogni azione in relazione al tipo. Le tabelle riportano infatti i seguenti dati in relazione al tipo:

<b>1</b>	<b>carico concentrato nodale</b> 6 dati (forza Fx, Fy, Fz, momento Mx, My, Mz)
<b>2</b>	<b>spostamento nodale impresso</b> 6 dati (spostamento Tx, Ty, Tz, rotazione Rx, Ry, Rz)
<b>3</b>	<b>carico distribuito globale su elemento tipo trave</b> 7 dati (fx, fy, fz, mx, my, mz, ascissa di inizio carico) 7 dati (fx, fy, fz, mx, my, mz, ascissa di fine carico)
<b>4</b>	<b>carico distribuito locale su elemento tipo trave</b> 7 dati (f1, f2, f3, m1, m2, m3, ascissa di inizio carico) 7 dati (f1, f2, f3, m1, m2, m3, ascissa di fine carico)
<b>5</b>	<b>carico concentrato globale su elemento tipo trave</b> 7 dati (Fx, Fy, Fz, Mx, My, Mz, ascissa di carico)
<b>6</b>	<b>carico concentrato locale su elemento tipo trave</b>

	7 dati ( $F_1, F_2, F_3, M_1, M_2, M_3$ , ascissa di carico)
7	<b>variazione termica applicata ad elemento tipo trave</b> 7 dati (variazioni termiche: uniforme, media e differenza in altezza e larghezza al nodo iniziale e finale)
8	<b>carico di pressione uniforme su elemento tipo piastra</b> 1 dato (pressione)
9	<b>carico di pressione variabile su elemento tipo piastra</b> 4 dati (pressione, quota, pressione, quota)
10	<b>variazione termica applicata ad elemento tipo piastra</b> 2 dati (variazioni termiche: media e differenza nello spessore)
11	<b>carico variabile generale su elementi tipo trave e piastra</b> 1 dato descrizione della tipologia  4 dati per segmento (posizione, valore, posizione, valore)  la tipologia precisa l'ascissa di definizione, la direzione del carico, la modalità di carico e la larghezza d'influenza per gli elementi tipo trave
12	<b>gruppo di carichi con impronta su piastra</b> 9 dati (numero di ripetizioni in direzione X e Y, valore di ciascun carico, posizione centrale del primo, dimensioni dell'impronta, interasse tra i carichi)

	Carico concentrato nodale		Spostamento impresso
	Carico distribuito globale		Carico distribuito locale
	Carico concentrato globale		Carico concentrato locale
	Carico termico 2D		Carico termico 3D



**Tipo carico distribuito globale su trave**

Id	Tipo	Pos.	fx	fy	fz	mx	my	mz
		m	kN/ m	kN/ m	kN/ m	kN	kN	kN
1	peso sovrastruttura	0.0	0.0	0.0	-1.50	0.0	0.0	0.0
		0.0	0.0	0.0	-1.50	0.0	0.0	0.0
4	incremento sin. spinta per sisma	0.0	4.53	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
		2.65	4.53	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
5	incremento destro spinta per sisma	0.0	-4.53	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
		2.65	-4.53	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
6	traffico schema 1 (9 kN/mq)	0.0	0.0	0.0	-9.00	0.0	0.0	0.0
		0.0	0.0	0.0	-9.00	0.0	0.0	0.0
8	terreno secco sin.	0.0	24.40	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
		2.65	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
9	terreno secco destra	0.0	-24.40	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
		2.65	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
11	terreno saturo sin.	0.0	23.02	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
		2.65	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
12	terreno saturo destra	0.0	-23.02	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
		2.65	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
21	traffico schema 1 75%(6.75 kN/mq)	0.0	0.0	0.0	-6.75	0.0	0.0	0.0
		0.0	0.0	0.0	-6.75	0.0	0.0	0.0
22	battente d'acqua destra	0.0	20.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
		2.25	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
23	battente d'acqua sin.	0.0	-20.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
		2.25	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
24	incr. dinamico battente d'acqua	0.0	-1.58	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
		2.25	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
25	inc. spinta x sovracc. stradale a destra	0.0	-21.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
		2.65	-21.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
26	inc. spinta x sovracc. stradale a sin.	0.0	21.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
		2.65	21.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
27	spinta sx perm. massicciata	0.0	6.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
		2.65	6.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
28	spinta dx perm. massicciata	0.0	-6.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
		2.65	-6.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

**Tipo carico concentrato globale su trave**

Id	Tipo	Pos.	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		m	kN	kN	kN	kN m	kN m	kN m
2	1°asse tandem	1.60	0.0	0.0	-100.00	0.0	0.0	0.0
3	2°asse tandem	2.80	0.0	0.0	-100.00	0.0	0.0	0.0
7	azione di frenamento	2.20	-42.38	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
10	carico perm. suola di fondaz.	0.25	0.0	0.0	-29.00	0.0	0.0	0.0
15	primo asse tandem decentrato sin	0.20	0.0	0.0	-100.00	0.0	0.0	0.0
16	secondo asse tandem decentrato sin.	1.40	0.0	0.0	-100.00	0.0	0.0	0.0
19	primo asse tandem 75%	1.60	0.0	0.0	-75.00	0.0	0.0	0.0
20	secondo asse tandem 75%	2.80	0.0	0.0	-75.00	0.0	0.0	0.0



## SCHEMATIZZAZIONE DEI CASI DI CARICO

### LEGENDA TABELLA CASI DI CARICO

Il programma consente l'applicazione di diverse tipologie di casi di carico.

Sono previsti i seguenti 11 tipi di casi di carico:

	<i>Sigl</i>	<i>Tipo</i>	<i>Descrizione</i>
	<i>a</i>		
<b>1</b>	<b>Ggk</b>	A	caso di carico comprensivo del peso proprio struttura
<b>2</b>	<b>Gk</b>	NA	caso di carico con azioni permanenti
<b>3</b>	<b>Qk</b>	NA	caso di carico con azioni variabili
<b>4</b>	<b>Gsk</b>	A	caso di carico comprensivo dei carichi permanenti sui solai e sulle coperture
<b>5</b>	<b>Qsk</b>	A	caso di carico comprensivo dei carichi variabili sui solai
<b>6</b>	<b>Qnk</b>	A	caso di carico comprensivo dei carichi di neve sulle coperture
<b>7</b>	<b>Qtk</b>	SA	caso di carico comprensivo di una variazione termica agente sulla struttura
<b>8</b>	<b>Qvk</b>	NA	caso di carico comprensivo di azioni da vento sulla struttura
<b>9</b>	<b>Esk</b>	SA	caso di carico sismico con analisi statica equivalente
<b>10</b>	<b>Edk</b>	SA	caso di carico sismico con analisi dinamica
<b>11</b>	<b>Pk</b>	NA	caso di carico comprensivo di azioni derivanti da coazioni, cedimenti e precompressioni

Sono di tipo automatico A (ossia non prevedono introduzione dati da parte dell'utente) i seguenti casi di carico: 1-Ggk; 4-Gsk; 5-Qsk; 6-Qnk.

Sono di tipo semi-automatico SA (ossia prevedono una minima introduzione dati da parte dell'utente) i seguenti casi di carico:

7-Qtk, in quanto richiede solo il valore della variazione termica;

9-Esk e 10-Edk, in quanto richiedono il valore dell'angolo di ingresso del sisma e l'individuazione dei casi di carico partecipanti alla definizione delle masse.

Sono di tipo non automatico NA ossia prevedono la diretta applicazione di carichi generici agli elementi strutturali (si veda il precedente punto Modellazione delle Azioni) i restanti casi di carico.

Nella tabella successiva vengono riportati i casi di carico agenti sulla struttura, con l'indicazione dei dati relativi al caso di carico stesso:

*Numero Tipo e Sigla identificativa, Valore di riferimento del caso di carico (se previsto).*

In successione, per i casi di carico non automatici, viene riportato l'elenco di nodi ed elementi direttamente caricati con la sigla identificativa del carico.

Per i casi di carico di tipo sismico (9-Esk e 10-Edk), viene riportata la tabella di definizione delle masse: per ogni caso di carico partecipante alla definizione delle masse viene indicata la relativa aliquota (partecipazione) considerata. Si precisa che per i caso di carico 5-Qsk e 6-Qnk la partecipazione è prevista localmente per ogni elemento solaio o copertura presente nel modello (si confronti il valore Sksol nel capitolo relativo agli elementi solaio) e pertanto la loro partecipazione è di norma pari a uno.

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
1	Ggk	CDC=Ggk (peso proprio della struttura)	
2	Esk	CDC=Es (statico SLU) alfa=180.00 (ecc. 0)	partecipazione:1.00 per 1 CDC=Ggk (peso proprio della struttura)
			partecipazione:1.00 per 3 CDC=G1k (peso sovrastruttura)

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
3	Gk	CDC=G1k (peso sovrastruttura)	D2 : 4 Azione : peso sovrastruttura
4	Gk	CDC=G1k (spinta permanente)	D2 : 1 Azione : carico perm. suola di fondaz.
			D2 : 2 Azione : spinta sx perm. massicciata
			D2 : 2 Azione : terreno secco sin.
			D2 : 4 Azione : terreno secco destra
			D2 : 4 Azione : terreno secco sin.
			D2 : 5 Azione : spinta dx perm. massicciata
			D2 : 5 Azione : terreno secco destra
			D2 : 6 Azione : carico perm. suola di fondaz.
5	Qk	CDC=Qk (traffico gruppo1)	D2 : 4 Azione : 1°asse tandem
			D2 : 4 Azione : 2°asse tandem
			D2 : 4 Azione : traffico schema 1 (9 kN/mq)
6	Qk	CDC=Qk (traffico gruppo2a)	D2 : 4 Azione : azione di frenamento
			D2 : 4 Azione : primo asse tandem 75%
			D2 : 4 Azione : secondo asse tandem 75%
			D2 : 4 Azione : traffico schema 1 75%(6.75 kN/mq)
7	Qk	CDC=Qk (spinta terreno saturo)	D2 : 2 Azione : terreno saturo sin.
			D2 : 4 Azione : terreno saturo destra
			D2 : 4 Azione : terreno saturo sin.
			D2 : 5 Azione : terreno saturo destra
8	Qk	CDC=Qk [incr. sismico spinta (terreno saturo)]	D2 : 2 Azione : incremento sin. spinta per sisma
			D2 : 5 Azione : incremento destro spinta per sisma
9	Qk	CDC=Qk (incr. dinamico battente d'acqua)	D2 : 2 Azione : incr. dinamico battente d'acqua
			D2 : 5 Azione : incr. dinamico battente d'acqua
10	Qk	CDC=Qk (sovrappinta sovracc. stradale a dx)	D2 : 5 Azione : inc. spinta x sovracc. stradale a destra
11	Qk	CDC=Qk (sovrappinta sovracc. stradale a sx)	D2 : 2 Azione : inc. spinta x sovracc. stradale a sin.
12	Qk	CDC=Qk (spinta battente d'acqua)	D2 : 2 Azione : battente d'acqua sin.
			D2 : 5 Azione : battente d'acqua destra
13	Qk	CDC=Qk (traffico gruppo1 decentrato)	D2 : 4 Azione : secondo asse tandem decentrato sin.
			D2 : 4 Azione : primo asse tandem decentrato sin
			D2 : 4 Azione : traffico schema 1 (9 kN/mq)

## DEFINIZIONE DELLE COMBINAZIONI

### LEGENDA TABELLA COMBINAZIONI DI CARICO

Il programma combina i diversi tipi di casi di carico (CDC) secondo le regole previste dalla normativa vigente. Le combinazioni previste sono destinate al controllo di sicurezza della struttura ed alla verifica degli spostamenti e delle sollecitazioni.

La prima tabella delle combinazioni riportata di seguito comprende le seguenti informazioni: *Numero*, *Tipo*, *Sigla identificativa*. Una seconda tabella riporta il *peso nella combinazione*, assunto per ogni caso di carico.

Cmb	Tipo	Sigla Id	effetto P-delta
1	SLU	max mom >0 trasverso	
2	SLU	max spinta sul piedritto destro (a)	
3	SLU	max spinta sul piedritto destro (b)	
4	SLU	max momento <0 trasverso e ritto	
5	SLU	sisma1	
6	SLU	sisma2	
7	SLU	max taglio nel trasverso	
8	SLE(f)	max mom>0 nel trasverso	
9	SLE(f)	max spinta sul piedritto destro (a)	
10	SLE(f)	max spinta sul piedritto destro (b)	
11	SLE(f)	max taglio nel trasverso	
12	SLE(r)	max mom>0 nel trasverso	
13	SLE(r)	max spinta piedritto destro (a)	
14	SLE(r)	max spinta piedritto destro (b)	
15	SLE(r)	max mom <0 net trasverso	
16	SLE(r)	max taglio nel trasverso	

Cmb	CDC	CDC	CDC	CDC	CDC	CDC	CDC	CDC	CDC	CDC	CDC	CDC	CDC	CDC
	1/15...	2/16...	3/17...	4/18...	5/19...	6/20...	7/21...	8/22...	9/23...	10/24...	11/25...	12/26...	13/27...	14/28...
1	1.35	0.0	1.35	1.35	1.35	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	0.0	
2	1.00	0.0	1.00	1.00	0.0	0.0	1.50	0.0	0.0	1.35	0.0	0.0	0.0	
3	1.00	0.0	1.00	1.00	0.0	1.35	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
4	1.35	0.0	1.35	1.35	1.35	0.0	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
5	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
6	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	0.0	
7	1.35	0.0	1.35	1.35	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.35	
8	1.00	0.0	1.00	1.00	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
9	1.00	0.0	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0	
10	1.00	0.0	1.00	1.00	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
11	1.00	0.0	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.75	
12	1.00	0.0	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	
13	1.00	0.0	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	
14	1.00	0.0	1.00	1.00	0.0	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
15	1.00	0.0	1.00	1.00	1.00	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
16	1.00	0.0	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	

## AZIONE SISMICA

### VALUTAZIONE DELL' AZIONE SISMICA

L'azione sismica sulle costruzioni è valutata a partire dalla "pericolosità sismica di base", in condizioni ideali di sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale.

Allo stato attuale, la pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento è fornita dai dati pubblicati sul sito <http://esse1.mi.ingv.it/>. Per punti non coincidenti con il reticolo di riferimento e periodi di ritorno non contemplati direttamente si opera come indicato nell' allegato alle NTC (rispettivamente media pesata e interpolazione).

L' azione sismica viene definita in relazione ad un periodo di riferimento  $V_r$  che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale per il coefficiente d'uso (vedi tabella Parametri della struttura). Fissato il periodo di riferimento  $V_r$  e la probabilità di superamento  $P_{ver}$  associata a ciascuno degli stati limite considerati, si ottiene il periodo di ritorno  $T_r$  e i relativi parametri di pericolosità sismica (vedi tabella successiva):

ag: accelerazione orizzontale massima del terreno;

Fo: 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;

Parametri della struttura						
Classe d'uso	Vita $V_n$ [anni]	Coeff. Uso	Periodo [anni]	$V_r$	Tipo di suolo	Categoria topografica
II	50.0	1.0	50.0		D	T1

Individuati su reticolo di riferimento i parametri di pericolosità sismica si valutano i parametri spettrali riportati in tabella:

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente  $S = S_s \cdot S_t$  (3.2.5)

Fo è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale

Fv è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima verticale, in termini di accelerazione orizzontale massima del terreno ag su sito di riferimento rigido orizzontale

Tb è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante.

Tc è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a velocità costante.

Td è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a spostamento costante.

Id nodo	Longitudine	Latitudine	Distanza
			Km
Loc.	9.494	40.844	

SL	Pver	Tr	ag	Fo	T*c
		Anni	g		sec
SLO	81.0	30.0	0.019	2.610	0.270
SLD	63.0	50.0	0.024	2.670	0.300
SLV	10.0	475.0	0.050	2.880	0.340
SLC	5.0	975.0	0.060	2.980	0.370

SL	ag	S	Fo	Fv	Tb	Tc	Td
	g				sec	sec	sec
SLO	0.019	1.800	2.610	0.481	0.217	0.650	1.674
SLD	0.024	1.800	2.670	0.553	0.228	0.685	1.694
SLV	0.050	1.800	2.880	0.869	0.243	0.729	1.800
SLC	0.060	1.800	2.980	0.988	0.253	0.760	1.841

## RISULTATI ANALISI SISMICHE

### LEGENDA TABELLA ANALISI SISMICHE

Il programma consente l'analisi di diverse configurazioni sismiche.

Sono previsti, infatti, i seguenti casi di carico:

- 9. Esk** caso di carico sismico con analisi statica equivalente
- 10. Edk** caso di carico sismico con analisi dinamica

Ciascun caso di carico è caratterizzato da un angolo di ingresso e da una configurazione di masse determinante la forza sismica complessiva (si rimanda al capitolo relativo ai casi di carico per chiarimenti inerenti questo aspetto).

Nella colonna Note, in funzione della norma in uso sono riportati i parametri fondamentali che caratterizzano l'azione sismica: in particolare possono essere presenti i seguenti valori:

<b>Angolo di ingresso</b>	Angolo di ingresso dell'azione sismica orizzontale
<b>Fattore di importanza</b>	Fattore di importanza dell'edificio, in base alla categoria di appartenenza
<b>Zona sismica</b>	Zona sismica
<b>Accelerazione ag</b>	Accelerazione orizzontale massima sul suolo
<b>Categoria suolo</b>	Categoria di profilo stratigrafico del suolo di fondazione
<b>Fattore di struttura q</b>	Fattore dipendente dalla tipologia strutturale
<b>Fattore di sito S</b>	Fattore dipendente dalla stratigrafia e dal profilo topografico
<b>Classe di duttilità CD</b>	Classe di duttilità della struttura – "A" duttilità alta, "B" duttilità bassa

<b>Fattore riduz. SLD</b>	Fattore di riduzione dello spettro elastico per lo stato limite di danno
<b>Periodo proprio T1</b>	Periodo proprio di vibrazione della struttura
<b>Coefficiente Lambda</b>	Coefficiente dipendente dal periodo proprio T1 e dal numero di piani della struttura
<b>Ordinata spettro Sd(T1)</b>	Valore delle ordinate dello spettro di progetto per lo stato limite ultimo, componente orizzontale (verticale Svd)
<b>Ordinata spettro Se(T1)</b>	Valore delle ordinate dello spettro elastico ridotta del fattore SLD per lo stato limite di danno, componente orizzontale (verticale Sve)
<b>Ordinata spettro S (Tb-Tc)</b>	Valore dell' ordinata dello spettro in uso nel tratto costante
<b>numero di modi considerati</b>	Numero di modi di vibrare della struttura considerati nell'analisi dinamica

Per ciascun caso di carico sismico viene riportato l'insieme di dati sottoriportati (le masse sono espresse in unità di forza):

**analisi sismica statica equivalente:**

- quota, posizione del centro di applicazione e azione orizzontale risultante, posizione del baricentro delle rigidezze, rapporto r/Ls (per strutture a nucleo), indici di regolarità e/r secondo EC8 4.2.3.2
- azione sismica complessiva

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
2	Esk	CDC=Es (statico SLU) alfa=180.00 (ecc. 0)	
			categoria suolo: D
			fattore di sito S = 1.800
			ordinata spettro (tratto Tb-Tc) = 0.259 g
			angolo di ingresso:180.00
			eccentricità aggiuntiva: nulla
			periodo proprio T1: 0.115 sec.
			fattore di struttura q: 1.000
			fattore per spost. mu d: 1.000
			classe di duttilità CD: B
			coefficiente Lambda: 1.000
			ordinata spettro Sd(T1): 0.090

Quota	Forza Sismica	Tot. parziale	M Sismica x g	Pos. GX	Pos. GY	E agg. X-X	E agg. Y-Y	Pos. KX	Pos. KY	rapp. r/Ls	rapp. ex/rx	rapp. ey/ry
m	kN	kN	kN	m	m	m	m	m	m			
3.05	7.30	7.30	81.10	3.70	0.0	0.0	0.0	3.70	0.0	1.732	0.0	0.0
Risulta	7.30		81.10									

## RISULTATI ELEMENTI TIPO TRAVE

### LEGENDA RISULTATI ELEMENTI TIPO TRAVE

Il controllo dei risultati delle analisi condotte, per quanto concerne gli elementi tipo trave, è possibile in relazione alle tabelle sotto riportate.

Gli elementi vengono suddivisi, in relazione alle proprietà in elementi:

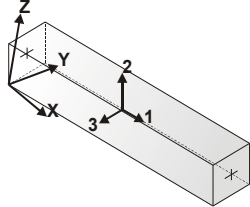
- tipo **pilastro**
- tipo **trave in elevazione**
- tipo **trave in fondazione**

Per ogni elemento, e per ogni combinazione (o caso di carico) vengono riportati i risultati più significativi. Per gli elementi tipo *pilastro* sono riportati in tabella i seguenti valori:

<b>Pilas.</b>	numero dell'elemento pilastro
<b>Cmb</b>	combinazione in cui si verificano i valori riportati
<b>M3 mx/mn</b>	momento flettente in campata M3 max (prima riga) / min (seconda riga)
<b>M2 mx/mn</b>	momento flettente in campata M2 max (prima riga) / min (seconda riga)
<b>D2/D3</b>	freccia massima in direzione 2 (prima riga) / direzione 3 (seconda riga)
<b>Q2/Q3</b>	carico totale in direzione 2 (prima riga) / direzione 3 (seconda riga)
<b>Pos.</b>	ascissa del punto iniziale e finale dell'elemento
<b>N, V2, ecc..</b>	sei componenti di sollecitazione al piede ed in sommità dell'elemento

Per gli elementi tipo *trave in elevazione* sono riportati, oltre al numero dell'elemento, i medesimi risultati visti per i pilastri.

Per gli elementi tipo *trave in fondazione* (trave f.) sono riportati, oltre al numero dell'elemento, i medesimi risultati visti per i pilastri e la massima pressione sul terreno.

	orientamento elementi 2D non verticali	orientamento elementi 2D verticali
---	---	---------------------------------------

Pilas.	Cmb	M3 mx/mn	M2 mx/mn	D 2 / D 3	Q 2 / Q 3	Pos.	N	V 2	V 3	T	M 2 M 3	
kN m	kN m	m	kN	cm	kN	kN	kN	kN m	kN m	kN m		
2	1	-44.39	0.0	4.71e-04	-31.36	0.0	-237.06	-7.61	0.0	0.0	0.0	-44.39
		-121.56	0.0	0.0	0.0	305.0	-195.89	-38.97	0.0	0.0	0.0	-121.56
2	2	15.47	0.0	7.36e-04	-93.98	0.0	-62.70	56.86	0.0	0.0	0.0	-12.64
		-35.83	0.0	0.0	0.0	305.0	-32.20	-37.12	0.0	0.0	0.0	-35.83
2	3	3.16	0.0	1.35e-03	-93.98	0.0	-195.32	19.71	0.0	0.0	0.0	0.16
		-136.32	0.0	0.0	0.0	305.0	-164.82	-74.27	0.0	0.0	0.0	-136.32
2	4	-39.26	0.0	3.88e-04	-110.86	0.0	-237.06	53.52	0.0	0.0	0.0	-59.98
		-127.48	0.0	0.0	0.0	305.0	-195.89	-57.35	0.0	0.0	0.0	-127.48
2	5	7.82	0.0	1.75e-04	-90.74	0.0	-58.12	63.92	0.0	0.0	0.0	-32.86
		-32.86	0.0	0.0	0.0	305.0	-27.62	-26.81	0.0	0.0	0.0	-22.16

2	6	2.65	0.0	1.91e-04	-66.46	0.0	-58.26	44.27	0.0	0.0	0.0	-27.48
		-27.48	0.0	0.0	0.0	305.0	-27.76	-22.19	0.0	0.0	0.0	-20.89
2	7	-50.56	0.0	1.02e-03	-65.11	0.0	-326.05	37.01	0.0	0.0	0.0	-69.14
		-87.86	0.0	0.0	0.0	305.0	-284.88	-28.10	0.0	0.0	0.0	-87.86
2	8	-28.76	0.0	2.54e-04	-48.23	0.0	-145.65	20.05	0.0	0.0	0.0	-35.89
		-72.22	0.0	0.0	0.0	305.0	-115.15	-28.18	0.0	0.0	0.0	-72.22
2	9	0.31	0.0	4.09e-04	-48.23	0.0	-59.63	29.19	0.0	0.0	0.0	-15.49
		-23.93	0.0	0.0	0.0	305.0	-29.13	-19.04	0.0	0.0	0.0	-23.93
2	10	-1.05	0.0	1.01e-03	-48.23	0.0	-159.14	-1.09	0.0	0.0	0.0	-1.05
		-101.84	0.0	0.0	0.0	305.0	-128.64	-49.32	0.0	0.0	0.0	-101.84
2	11	-29.36	0.0	5.74e-04	-48.23	0.0	-195.09	29.93	0.0	0.0	0.0	-46.01
		-52.19	0.0	0.0	0.0	305.0	-164.59	-18.30	0.0	0.0	0.0	-52.19
2	12	-33.37	0.0	3.47e-04	-25.73	0.0	-175.60	-3.65	0.0	0.0	0.0	-33.37
		-90.22	0.0	0.0	0.0	305.0	-145.10	-29.38	0.0	0.0	0.0	-90.22
2	13	9.34	0.0	5.46e-04	-78.73	0.0	-60.91	49.30	0.0	0.0	0.0	-16.57
		-29.78	0.0	0.0	0.0	305.0	-30.41	-29.43	0.0	0.0	0.0	-29.78
2	14	-2.50	0.0	1.00e-03	-78.73	0.0	-159.14	21.78	0.0	0.0	0.0	-7.09
		-104.21	0.0	0.0	0.0	305.0	-128.64	-56.95	0.0	0.0	0.0	-104.21
2	15	-29.68	0.0	2.91e-04	-78.73	0.0	-175.60	37.10	0.0	0.0	0.0	-43.76
		-94.16	0.0	0.0	0.0	305.0	-145.10	-41.63	0.0	0.0	0.0	-94.16
2	16	-37.45	0.0	7.55e-04	-48.23	0.0	-241.52	27.41	0.0	0.0	0.0	-51.22
		-65.09	0.0	0.0	0.0	305.0	-211.02	-20.82	0.0	0.0	0.0	-65.09
5	1	121.56	0.0	-4.71e-04	31.36	0.0	-237.06	7.61	0.0	0.0	0.0	44.39
		44.39	0.0	0.0	0.0	305.0	-195.89	38.97	0.0	0.0	0.0	121.56
5	2	81.83	0.0	7.34e-04	169.11	0.0	-48.90	-131.99	0.0	0.0	0.0	81.83
		-25.96	0.0	0.0	0.0	305.0	-18.40	37.12	0.0	0.0	0.0	5.48
5	3	94.18	0.0	1.34e-03	93.98	0.0	-158.88	-76.93	0.0	0.0	0.0	94.18
		39.22	0.0	0.0	0.0	305.0	-128.38	17.06	0.0	0.0	0.0	56.16
5	4	127.48	0.0	-3.88e-04	110.86	0.0	-237.06	-53.52	0.0	0.0	0.0	59.98
		39.26	0.0	0.0	0.0	305.0	-195.89	57.35	0.0	0.0	0.0	127.48
5	5	44.89	0.0	1.66e-04	90.74	0.0	-53.48	-71.22	0.0	0.0	0.0	44.89
		-6.91	0.0	0.0	0.0	305.0	-22.98	19.51	0.0	0.0	0.0	11.94
5	6	41.58	0.0	1.86e-04	70.01	0.0	-53.34	-55.12	0.0	0.0	0.0	41.58
		-2.89	0.0	0.0	0.0	305.0	-22.84	14.89	0.0	0.0	0.0	10.06
5	7	74.29	0.0	9.54e-04	65.11	0.0	-148.07	-37.01	0.0	0.0	0.0	55.57
		36.99	0.0	0.0	0.0	305.0	-106.89	28.10	0.0	0.0	0.0	74.29
5	8	72.22	0.0	-2.54e-04	48.23	0.0	-145.65	-20.05	0.0	0.0	0.0	35.89
		28.76	0.0	0.0	0.0	305.0	-115.15	28.18	0.0	0.0	0.0	72.22
5	9	53.94	0.0	4.08e-04	89.97	0.0	-51.97	-70.93	0.0	0.0	0.0	53.94
		-8.06	0.0	0.0	0.0	305.0	-21.47	19.04	0.0	0.0	0.0	7.07
5	10	70.93	0.0	9.93e-04	48.23	0.0	-132.16	-41.29	0.0	0.0	0.0	70.93
		36.82	0.0	0.0	0.0	305.0	-101.66	6.94	0.0	0.0	0.0	42.47
5	11	44.65	0.0	5.29e-04	48.23	0.0	-96.21	-29.93	0.0	0.0	0.0	38.47
		21.82	0.0	0.0	0.0	305.0	-65.71	18.30	0.0	0.0	0.0	44.65
5	12	90.22	0.0	-3.47e-04	25.73	0.0	-175.60	3.65	0.0	0.0	0.0	33.37
		33.37	0.0	0.0	0.0	305.0	-145.10	29.38	0.0	0.0	0.0	90.22
5	13	67.82	0.0	5.43e-04	134.38	0.0	-50.69	-104.95	0.0	0.0	0.0	67.82
		-17.68	0.0	0.0	0.0	305.0	-20.19	29.43	0.0	0.0	0.0	7.29
5	14	76.97	0.0	9.92e-04	78.73	0.0	-132.16	-64.16	0.0	0.0	0.0	76.97
		30.66	0.0	0.0	0.0	305.0	-101.66	14.57	0.0	0.0	0.0	44.84
5	15	94.16	0.0	-2.91e-04	78.73	0.0	-175.60	-37.10	0.0	0.0	0.0	43.76

		29.68	0.0	0.0	0.0	305.0	-145.10	41.63	0.0	0.0	0.0	94.16
5	16	55.03	0.0	7.06e-04	48.23	0.0	-109.68	-27.41	0.0	0.0	0.0	41.16
		27.40	0.0	0.0	0.0	305.0	-79.18	20.82	0.0	0.0	0.0	55.03

Pilas.	M3 mx/mn	M2 mx/mn	D 2 / D 3	Q 2 / Q 3	N	V 2	V 3	T
	-136.32	0.0	-4.71e-04	-110.86	-326.05	-131.99	0.0	0.0
	127.48	0.0	1.35e-03	169.11	-18.40	63.92	0.0	0.0

Trave	Cmb	M3 mx/mn	M2 mx/mn	D 2 / D 3	Q 2 / Q 3	Pos.	N	V 2	V 3	T	M 2M 3	
	kN m	kN m	m	kN	cm	kN	kN	kN	kN m	kN m	kN m	
4	1	161.41	0.0	-1.52e-03	-391.77	0.0	-38.97	195.88	0.0	0.0	0.0	-121.56
		-121.56	0.0	0.0	0.0	440.0	-38.97	-195.88	0.0	0.0	0.0	-121.56
4	2	9.25	0.0	-4.43e-04	-50.60	0.0	-37.12	32.20	0.0	0.0	0.0	-35.83
		-35.83	0.0	0.0	0.0	440.0	-37.12	-18.40	0.0	0.0	0.0	-5.48
4	3	122.87	0.0	-1.45e-03	-293.19	0.0	-74.27	164.82	0.0	0.0	0.0	-136.32
		-136.32	0.0	0.0	0.0	440.0	-17.06	-128.38	0.0	0.0	0.0	-56.16
4	4	155.50	0.0	-1.44e-03	-391.77	0.0	-57.35	195.88	0.0	0.0	0.0	-127.48
		-127.48	0.0	0.0	0.0	440.0	-57.35	-195.88	0.0	0.0	0.0	-127.48
4	5	10.78	0.0	-1.30e-04	-50.60	0.0	-23.16	27.62	0.0	0.0	0.0	-22.16
		-22.16	0.0	0.0	0.0	440.0	-23.16	-22.98	0.0	0.0	0.0	-11.94
4	6	12.36	0.0	-1.58e-04	-50.60	0.0	-18.54	27.76	0.0	0.0	0.0	-20.89
		-20.89	0.0	0.0	0.0	440.0	-18.54	-22.84	0.0	0.0	0.0	-10.06
4	7	121.84	0.0	-1.98e-03	-391.77	0.0	-28.10	284.88	0.0	0.0	0.0	-87.86
		-87.86	0.0	0.0	0.0	440.0	-28.10	-106.89	0.0	0.0	0.0	-74.29
4	8	91.94	0.0	-8.59e-04	-230.30	0.0	-28.18	115.15	0.0	0.0	0.0	-72.22
		-72.22	0.0	0.0	0.0	440.0	-28.18	-115.15	0.0	0.0	0.0	-72.22
4	9	12.90	0.0	-2.46e-04	-50.60	0.0	-19.04	29.13	0.0	0.0	0.0	-23.93
		-23.93	0.0	0.0	0.0	440.0	-19.04	-21.47	0.0	0.0	0.0	-7.07
4	10	96.82	0.0	-1.15e-03	-230.30	0.0	-49.32	128.64	0.0	0.0	0.0	-101.84
		-101.84	0.0	0.0	0.0	440.0	-6.94	-101.66	0.0	0.0	0.0	-42.47
4	11	70.35	0.0	-1.12e-03	-230.30	0.0	-18.30	164.59	0.0	0.0	0.0	-52.19
		-52.19	0.0	0.0	0.0	440.0	-18.30	-65.71	0.0	0.0	0.0	-44.65
4	12	119.39	0.0	-1.12e-03	-290.20	0.0	-29.38	145.10	0.0	0.0	0.0	-90.22
		-90.22	0.0	0.0	0.0	440.0	-29.38	-145.10	0.0	0.0	0.0	-90.22
4	13	10.43	0.0	-3.28e-04	-50.60	0.0	-29.43	30.41	0.0	0.0	0.0	-29.78
		-29.78	0.0	0.0	0.0	440.0	-29.43	-20.19	0.0	0.0	0.0	-7.29
4	14	94.45	0.0	-1.11e-03	-230.30	0.0	-56.95	128.64	0.0	0.0	0.0	-104.21
		-104.21	0.0	0.0	0.0	440.0	-14.57	-101.66	0.0	0.0	0.0	-44.84
4	15	115.45	0.0	-1.07e-03	-290.20	0.0	-41.63	145.10	0.0	0.0	0.0	-94.16
		-94.16	0.0	0.0	0.0	440.0	-41.63	-145.10	0.0	0.0	0.0	-94.16
4	16	90.25	0.0	-1.46e-03	-290.20	0.0	-20.82	211.02	0.0	0.0	0.0	-65.09
		-65.09	0.0	0.0	0.0	440.0	-20.82	-79.18	0.0	0.0	0.0	-55.03

Trave	M3 mx/mn	M2 mx/mn	D 2 / D 3	Q 2 / Q 3	N	V 2	V 3	T
	-136.32	0.0	-1.98e-03	-391.77	-74.27	-195.88	0.0	0.0
	161.41	0.0	0.0	0.0	-6.94	284.88	0.0	0.0

Trave f.	Cmb	M3 mx/mn	M2 mx/mn	D 2 / D 3	Pt	Pos.	N	V 2	V 3	T	M 2M 3	
	kN m	kN m	m	kN/ m2	cm	kN	kN	kN	kN m	kN m	kN m	
1	1	8.63	0.0	2.61e-04	-171.21	0.0	0.0	-7.47e-03	0.0	0.0	0.0	5.58e-04



		5.58e-04	0.0	0.0		50.0	0.0	32.79	0.0	0.0	0.0	8.63
1	2	1.85	0.0	-9.73e-05	-72.90	0.0	0.0	-6.55e-04	0.0	0.0	0.0	-5.23e-05
		-0.02	0.0	0.0		50.0	0.0	-0.74	0.0	0.0	0.0	-0.02
1	3	10.66	0.0	-3.01e-04	-163.83	0.0	0.0	-9.30e-03	0.0	0.0	0.0	8.19e-04
		8.19e-04	0.0	0.0		50.0	0.0	40.65	0.0	0.0	0.0	10.66
1	4	7.99	0.0	2.23e-04	-165.03	0.0	0.0	-7.03e-03	0.0	0.0	0.0	5.26e-04
		5.26e-04	0.0	0.0		50.0	0.0	30.46	0.0	0.0	0.0	7.99
1	5	1.37	0.0	-4.75e-05	-56.92	0.0	0.0	5.83e-04	0.0	0.0	0.0	-1.44e-04
		-1.86	0.0	0.0		50.0	0.0	-7.74	0.0	0.0	0.0	-1.86
1	6	1.44	0.0	-6.06e-05	-59.31	0.0	0.0	4.13e-04	0.0	0.0	0.0	-1.32e-04
		-1.60	0.0	0.0		50.0	0.0	-6.80	0.0	0.0	0.0	-1.60
1	7	17.09	0.0	-4.02e-04	-242.65	0.0	0.0	-0.02	0.0	0.0	0.0	1.60e-03
		1.60e-03	0.0	0.0		50.0	0.0	65.70	0.0	0.0	0.0	17.09
1	8	4.12	0.0	1.49e-04	-107.42	0.0	0.0	-3.90e-03	0.0	0.0	0.0	2.72e-04
		2.72e-04	0.0	0.0		50.0	0.0	15.48	0.0	0.0	0.0	4.12
1	9	1.66	0.0	-8.87e-05	-66.93	0.0	0.0	-2.33e-04	0.0	0.0	0.0	-7.47e-05
		-0.74	0.0	0.0		50.0	0.0	-3.56	0.0	0.0	0.0	-0.74
1	10	7.63	0.0	-2.52e-04	-138.27	0.0	0.0	-6.93e-03	0.0	0.0	0.0	5.89e-04
		5.89e-04	0.0	0.0		50.0	0.0	28.84	0.0	0.0	0.0	7.63
1	11	8.97	0.0	-2.36e-04	-148.55	0.0	0.0	-8.62e-03	0.0	0.0	0.0	8.56e-04
		8.56e-04	0.0	0.0		50.0	0.0	34.31	0.0	0.0	0.0	8.97
1	12	6.37	0.0	1.92e-04	-126.63	0.0	0.0	-5.52e-03	0.0	0.0	0.0	4.12e-04
		4.12e-04	0.0	0.0		50.0	0.0	24.22	0.0	0.0	0.0	6.37
1	13	1.71	0.0	-8.68e-05	-68.52	0.0	0.0	-3.41e-04	0.0	0.0	0.0	-7.07e-05
		-0.54	0.0	0.0		50.0	0.0	-2.72	0.0	0.0	0.0	-0.54
1	14	7.38	0.0	-2.37e-04	-135.87	0.0	0.0	-6.75e-03	0.0	0.0	0.0	5.75e-04
		5.75e-04	0.0	0.0		50.0	0.0	27.94	0.0	0.0	0.0	7.38
1	15	5.94	0.0	1.67e-04	-122.51	0.0	0.0	-5.23e-03	0.0	0.0	0.0	3.91e-04
		3.91e-04	0.0	0.0		50.0	0.0	22.66	0.0	0.0	0.0	5.94
1	16	12.66	0.0	-2.98e-04	-179.74	0.0	0.0	-0.01	0.0	0.0	0.0	1.18e-03
		1.18e-03	0.0	0.0		50.0	0.0	48.67	0.0	0.0	0.0	12.66
3	1	53.06	0.0	8.04e-04	-150.30	0.0	7.61	-204.26	0.0	0.0	0.0	53.06
		-144.25	0.0	0.0		440.0	7.61	204.26	0.0	0.0	0.0	53.06
3	2	76.23	0.0	4.40e-04	-65.12	0.0	-56.86	-63.45	0.0	0.0	0.0	12.63
		-31.84	0.0	0.0		440.0	-56.86	70.74	0.0	0.0	0.0	76.23
3	3	95.35	0.0	-7.63e-04	-139.78	0.0	-19.71	-154.66	0.0	0.0	0.0	10.54
		-105.52	0.0	0.0		440.0	-19.71	154.33	0.0	0.0	0.0	95.35
3	4	67.99	0.0	7.27e-04	-147.15	0.0	-53.52	-206.59	0.0	0.0	0.0	67.99
		-134.33	0.0	0.0		440.0	-53.52	206.59	0.0	0.0	0.0	67.99
3	5	41.83	0.0	1.50e-04	-53.12	0.0	-63.92	-65.86	0.0	0.0	0.0	31.01
		-30.93	0.0	0.0		440.0	-63.92	65.82	0.0	0.0	0.0	41.83
3	6	38.62	0.0	1.72e-04	-54.47	0.0	-44.27	-65.07	0.0	0.0	0.0	25.89
		-33.87	0.0	0.0		440.0	-44.27	65.32	0.0	0.0	0.0	38.62
3	7	86.27	0.0	1.60e-03	-210.51	0.0	-37.01	-260.33	0.0	0.0	0.0	86.27
		-134.20	0.0	0.0		440.0	-37.01	153.56	0.0	0.0	0.0	54.28
3	8	40.02	0.0	4.75e-04	-95.50	0.0	-20.05	-130.16	0.0	0.0	0.0	40.02
		-86.91	0.0	0.0		440.0	-20.05	130.16	0.0	0.0	0.0	40.02
3	9	50.10	0.0	2.44e-04	-59.83	0.0	-29.19	-63.20	0.0	0.0	0.0	14.76
		-35.57	0.0	0.0		440.0	-29.19	67.25	0.0	0.0	0.0	50.10
3	10	71.53	0.0	5.77e-04	-118.10	0.0	1.09	-130.30	0.0	0.0	0.0	8.71
		-91.11	0.0	0.0		440.0	1.09	130.06	0.0	0.0	0.0	71.53

3	11	55.00	0.0	8.87e-04	-129.69	0.0	-29.93	-160.77	0.0	0.0	0.0	55.00
		-83.41	0.0	0.0		440.0	-29.93	101.46	0.0	0.0	0.0	37.22
3	12	39.76	0.0	5.93e-04	-111.23	0.0	3.65	-151.38	0.0	0.0	0.0	39.76
		-106.54	0.0	0.0		440.0	3.65	151.38	0.0	0.0	0.0	39.76
3	13	63.15	0.0	3.26e-04	-61.58	0.0	-49.30	-63.64	0.0	0.0	0.0	16.04
		-32.51	0.0	0.0		440.0	-49.30	69.04	0.0	0.0	0.0	63.15
3	14	77.32	0.0	-5.65e-04	-116.88	0.0	-21.78	-131.20	0.0	0.0	0.0	14.50
		-87.09	0.0	0.0		440.0	-21.78	130.96	0.0	0.0	0.0	77.32
3	15	49.72	0.0	5.42e-04	-109.14	0.0	-37.10	-152.93	0.0	0.0	0.0	49.72
		-99.93	0.0	0.0		440.0	-37.10	152.93	0.0	0.0	0.0	49.72
3	16	63.90	0.0	1.18e-03	-155.94	0.0	-27.41	-192.84	0.0	0.0	0.0	63.90
		-99.41	0.0	0.0		440.0	-27.41	113.75	0.0	0.0	0.0	40.20
6	1	8.63	0.0	2.61e-04	-171.21	0.0	0.0	-32.79	0.0	0.0	0.0	8.63
		5.58e-04	0.0	0.0		50.0	0.0	7.47e-03	0.0	0.0	0.0	5.58e-04
6	2	0.38	0.0	-7.86e-05	-29.96	0.0	0.0	21.84	0.0	0.0	0.0	-5.59
		-5.59	0.0	0.0		50.0	0.0	-2.99e-03	0.0	0.0	0.0	-2.97e-04
6	3	2.11	0.0	-2.15e-05	-80.43	0.0	0.0	-4.54	0.0	0.0	0.0	1.17
		1.37e-05	0.0	0.0		50.0	0.0	1.45e-03	0.0	0.0	0.0	1.37e-05
6	4	7.99	0.0	2.23e-04	-165.03	0.0	0.0	-30.46	0.0	0.0	0.0	7.99
		5.26e-04	0.0	0.0		50.0	0.0	7.03e-03	0.0	0.0	0.0	5.26e-04
6	5	1.05	0.0	-1.19e-05	-46.28	0.0	0.0	12.35	0.0	0.0	0.0	-3.07
		-3.07	0.0	0.0		50.0	0.0	-1.44e-03	0.0	0.0	0.0	-2.13e-04
6	6	1.08	0.0	-2.00e-05	-47.33	0.0	0.0	11.98	0.0	0.0	0.0	-2.96
		-2.96	0.0	0.0		50.0	0.0	-1.37e-03	0.0	0.0	0.0	-2.08e-04
6	7	2.13	0.0	-3.36e-05	-85.53	0.0	0.0	5.49	0.0	0.0	0.0	-1.32
		-1.32	0.0	0.0		50.0	0.0	1.49e-04	0.0	0.0	0.0	-1.01e-04
6	8	4.12	0.0	1.49e-04	-107.42	0.0	0.0	-15.48	0.0	0.0	0.0	4.12
		2.72e-04	0.0	0.0		50.0	0.0	3.90e-03	0.0	0.0	0.0	2.72e-04
6	9	0.85	0.0	-9.02e-06	-40.29	0.0	0.0	15.28	0.0	0.0	0.0	-3.84
		-3.84	0.0	0.0		50.0	0.0	-1.79e-03	0.0	0.0	0.0	-2.11e-04
6	10	1.98	0.0	-4.54e-05	-76.49	0.0	0.0	-2.09	0.0	0.0	0.0	0.60
		-7.63e-06	0.0	0.0		50.0	0.0	1.11e-03	0.0	0.0	0.0	-7.63e-06
6	11	1.51	0.0	-3.13e-05	-61.26	0.0	0.0	5.25	0.0	0.0	0.0	-1.26
		-1.26	0.0	0.0		50.0	0.0	-7.59e-05	0.0	0.0	0.0	-8.87e-05
6	12	6.37	0.0	1.92e-04	-126.63	0.0	0.0	-24.22	0.0	0.0	0.0	6.37
		4.12e-04	0.0	0.0		50.0	0.0	5.52e-03	0.0	0.0	0.0	4.12e-04
6	13	0.63	0.0	-4.35e-05	-35.53	0.0	0.0	18.35	0.0	0.0	0.0	-4.66
		-4.66	0.0	0.0		50.0	0.0	-2.36e-03	0.0	0.0	0.0	-2.52e-04
6	14	1.91	0.0	-3.07e-05	-74.10	0.0	0.0	-1.19	0.0	0.0	0.0	0.35
		-2.18e-05	0.0	0.0		50.0	0.0	9.32e-04	0.0	0.0	0.0	-2.18e-05
6	15	5.94	0.0	1.67e-04	-122.51	0.0	0.0	-22.66	0.0	0.0	0.0	5.94
		3.91e-04	0.0	0.0		50.0	0.0	5.23e-03	0.0	0.0	0.0	3.91e-04
6	16	1.58	0.0	-2.49e-05	-63.35	0.0	0.0	4.07	0.0	0.0	0.0	-0.98
		-0.98	0.0	0.0		50.0	0.0	1.10e-04	0.0	0.0	0.0	-7.52e-05

Trave f.	M3 mx/mn	M2 mx/mn	D 2 / D 3	Pt	N	V 2	V 3	T
	-144.25	0.0	-7.63e-04	-242.65	-63.92	-260.33	0.0	0.0
	95.35	0.0	1.60e-03	-29.96	7.61	206.59	0.0	0.0

Di seguito sono raffigurati gli involuপি delle sollecitazioni sugli elementi strutturali e le configurazioni deformate relative ad alcune tra le più significative combinazioni di carico.

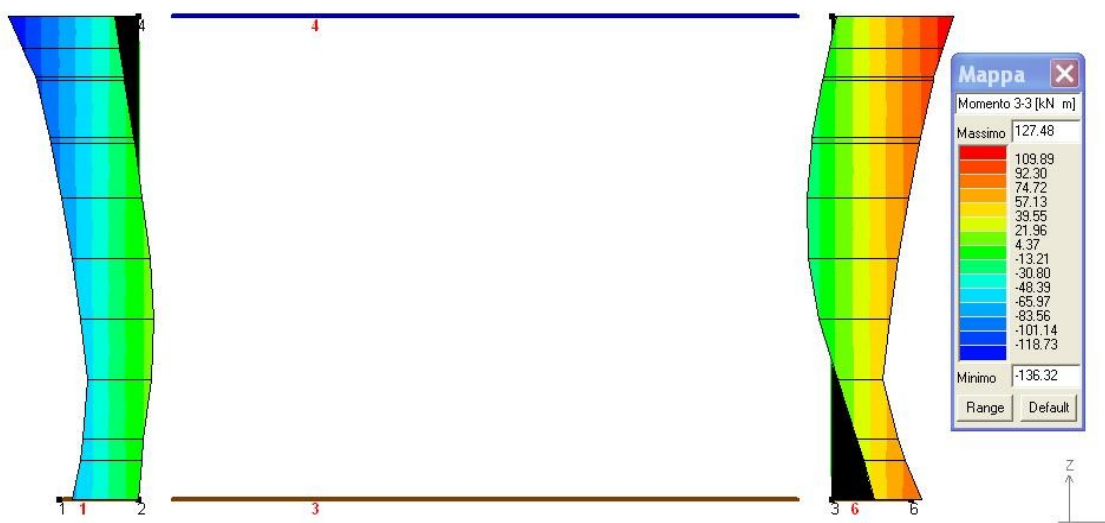


Fig. 1- involucro delle sollecitazioni flettenti sui piedritti

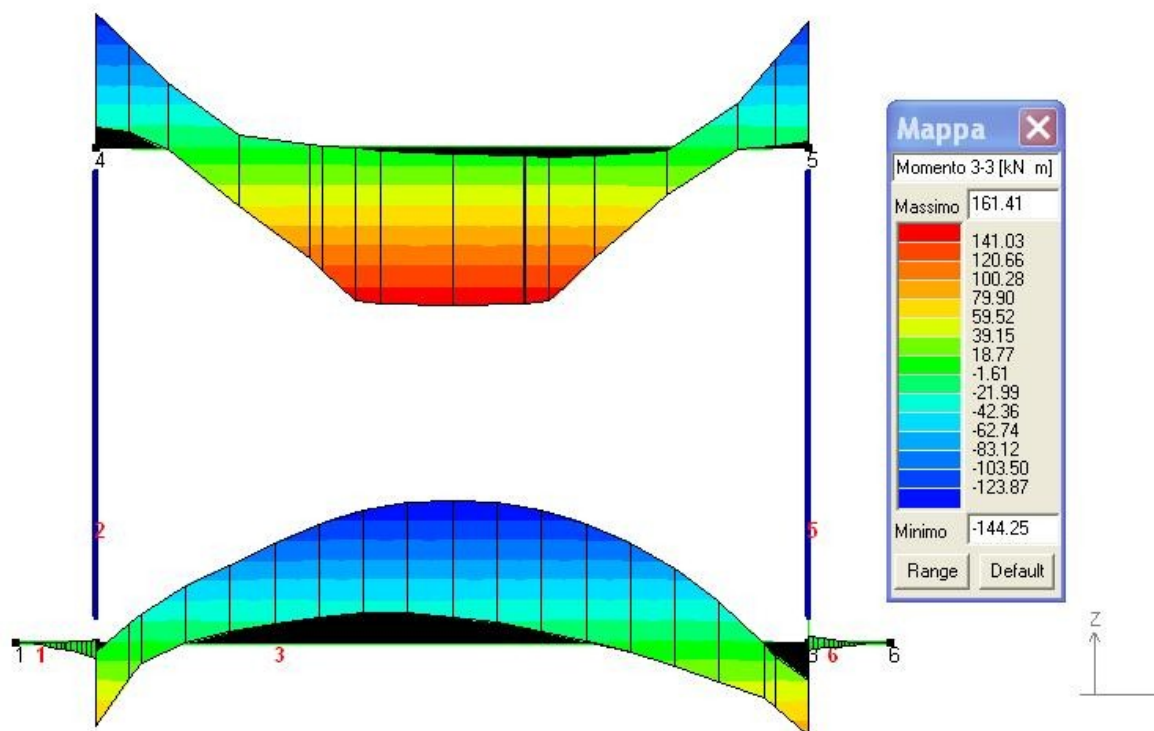


Fig. 2 – involucro delle sollecitazioni flettenti sul traverso e sulla platea

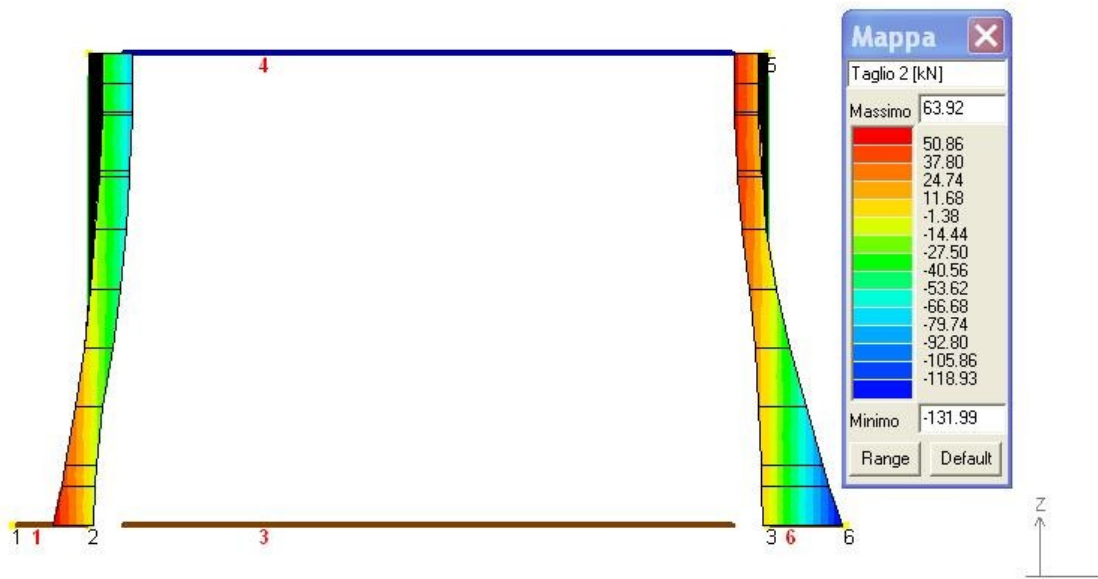


Fig. 3 – involucro delle sollecitazioni taglianti sui piedritti

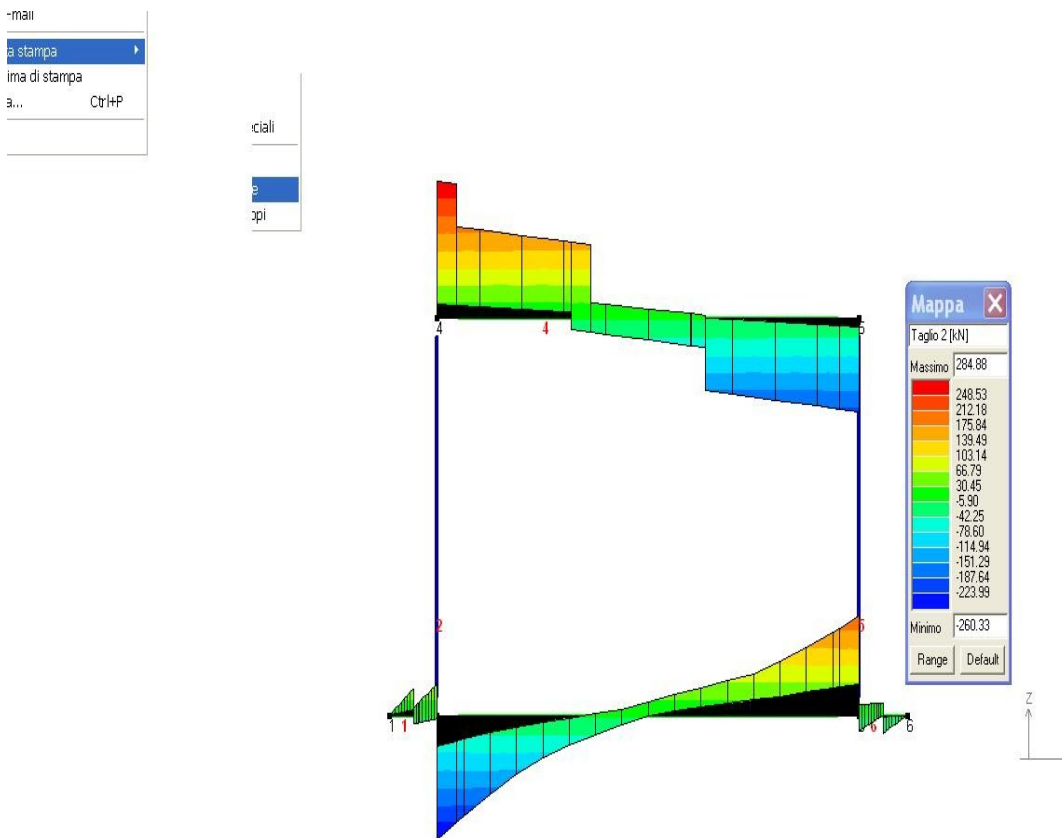


Fig. 4 – involucro delle sollecitazioni taglianti su traverso e platea

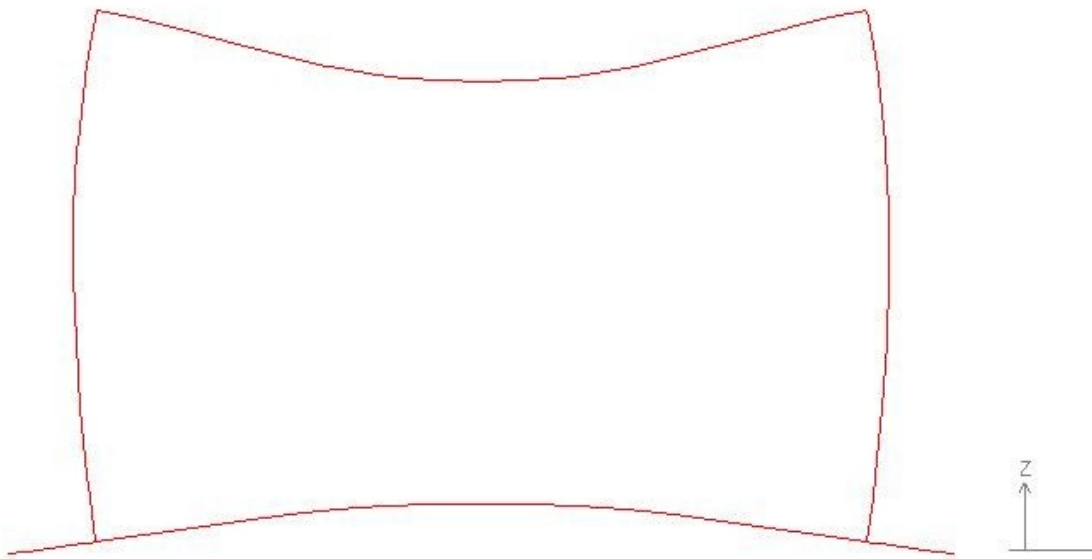


Fig. 5 – configurazione deformata CMB1

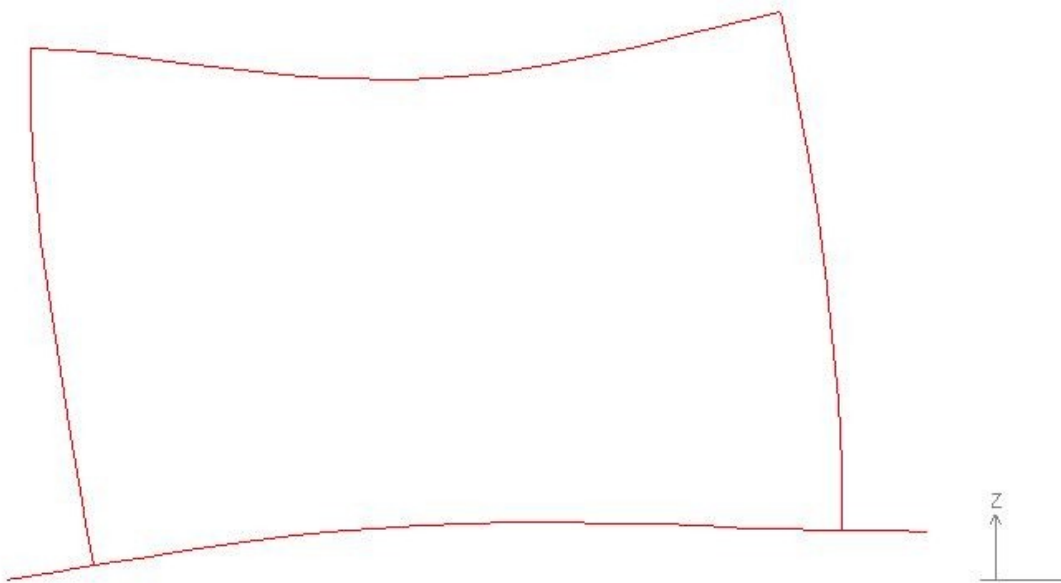


Fig. 6 – configurazione deformata CMB3

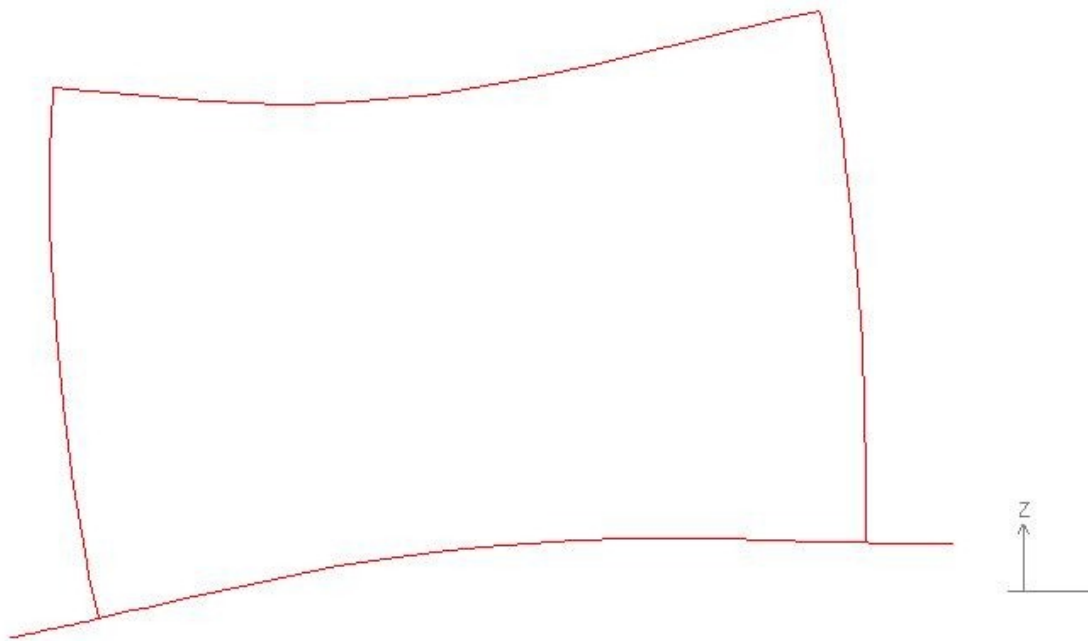


Fig. 7 – configurazione deformata CMB7

## 6.5 Validazione dei risultati e giudizio di accettabilità

Per la stesura della presente relazione di calcolo si è fatto uso del codice di calcolo esclusivamente per la risoluzione della struttura (attraverso il metodo degli spostamenti e relativamente al metodo degli elementi finiti) e l'ottenimento delle caratteristiche di sollecitazione. La progettazione e la verifica delle sezioni sia agli stati limite ultimi che agli stati limite di esercizio sono state effettuate mediante calcolazioni manuali di sicura affidabilità svolte con l'ausilio di semplici fogli elettronici. Anche le azioni agenti sulla struttura, compresa la azione sismica (confrontata poi con quella assegnata al modello in modo semiautomatico dal codice di calcolo in fase di modellazione dei carichi), sono state determinate con calcoli manuali e applicate al modello strutturale. Per cui per la verifica dei risultati ottenuti è stato sufficiente ricalcolare la struttura mediante metodi manuali tradizionali e relativamente a semplici configurazioni di carico (tra l'altro le più rappresentative) e di vincolo. In particolare sono stati considerati i casi di portali con piedritti incastrati e incernierati alla base (situazione tra la quale deve collocarsi il vero comportamento della struttura) e soggetto alla combinazione di carico 1. Da questi classici schemi statici sono stati ottenuti valori delle caratteristiche di sollecitazione concordanti, in segno in intensità ed andamento, con quelli restituiti dal codice di calcolo, compatibilmente, naturalmente, con le approssimazioni dovute al fatto che, con il calcolo manuale si è trascurata la reazione del terreno alla Winkler nella platea di fondazione.

L'esame delle deformate restituite dal codice di calcolo, unitamente alla robustezza dello stesso e ai controlli eseguiti confermano in definitiva che i risultati ottenuti interpretano correttamente il comportamento della struttura sotto le condizioni di carico ipotizzate.