

**CORRIDOIO PLURIMODALE ADRIATICO  
ITINERARIO MAGLIE - SANTA MARIA DI LEUCA**

**S.S. N° 275 "DI S. MARIA DI LEUCA"**

**LAVORI DI AMMODERNAMENTO E ADEGUAMENTO ALLA SEZ. B DEL D.M. 5.11.2001**

S.S. 16 dal km 981+700 al km 985+386 - S.S. 275 dal Km 0+000 al km 37+000

**1° Lotto: Dal Km 0+000 di prog. al Km 23+300 di prog.**

**PROGETTO DEFINITIVO**

COD. BA283

**PROGETTAZIONE: ANAS - STRUTTURA TERRITORIALE PUGLIA**

**I PROGETTISTI**

Ing. Alberto SANCHIRICO - Progettista e Coordinatore  
Ing. Simona MASCIULLO - Progettista

**COLLABORATORI**

Geom. Andrea DELL'ANNA  
Geom. Massimo MARTANO  
Geom. Giuseppe CALO'

**IL COORDINATORE IN FASE DI PROGETTAZIONE**

Ing. Alberto SANCHIRICO

**IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO**

Ing. Gianfranco PAGLIALUNGA

**RESPONSABILE PROJECT MANAGEMENT E PROGETTI SPECIALI**

Ing. Nicola MARZI

**IL COMMISSARIO STRAORDINARIO**

Ing. Vincenzo MARZI

**ATTIVITA' DI SUPPORTO**

**RTP:**

**Lombardi Ingegneria S.r.L.**

**TechProject S.r.L.**

- Strutture  
- Geotecnica  
- Impianti

**09 - OPERE D'ARTE MINORI**

**RISOLUZIONE INTERFERENZE**

**ATTRAVERSAMENTO I-017.B Rete idrica tra le sez. Km 2\_31 e Km 2\_32 (Tipologico B)**

**Relazione di calcolo strutturale tipologico B**

CODICE PROGETTO		NOME FILE		REVISIONE	SCALA:
PROGETTO	LIV. PROG. N. PROG.	T00_IN01_STR_RE01_A.pdf			
L0503A	D 1701	CODICE ELAB.	T00IN01STRRE01	B	-
B	REVISIONE DEL PROGETTO DEFINITIVO		Marzo 2022		
A	REVISIONE DEL PROGETTO DEFINITIVO		Ottobre 2018	Ing. C. Beltrami	
REV.	DESCRIZIONE		DATA	REDATTO	VERIFICATO APPROVATO

## INDICE

1.	NORMATIVE E RIFERIMENTI	2
1.1	Normative e standard	2
1.2	Software di calcolo	3
2.	MATERIALI	4
2.1	Calcestruzzi	4
2.2	Acciai	4
3.	PRESTAZIONI ATTESE	5
3.1	Premessa	5
3.2	Vita nominale e classe d'uso	6
3.3	Sicurezza agli stati limite ultimi (SLU)	7
4.	CARICHI DI PROGETTO	10
4.1	Pesi propri strutturali	10
4.2	Ricoprimento	10
4.3	Azioni da traffico	11
4.4	Spinta delle terre	12
4.5	Azione sismica	13
5.	MODELLAZIONE FEM	15
5.1	Aspetti generali	15
5.2	Sintesi risultati	16
6.	VERIFICHE	21
6.1	Premessa	21
6.2	SLU – Flessione	22
6.2.1	Pareti e solette sp.50cm	22
6.2.2	Soletta sp.60cm	23
6.3	SLU – Taglio	24
6.4	SLE – Fessurazione	25

# 1. NORMATIVE E RIFERIMENTI

## 1.1 Normative e standard

Il dimensionamento delle opere in progetto è condotto in riferimento alle attuali normative e di seguito elencate.

- |      |  |  |
|------|--|--|
| [1]  | Legge 05/11/1971, n.1086   | Norma per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica” e relative istruzioni (Circ. LL.PP. 14/02/1974, n. 11951) |
| [2]  | Legge 02/02/1974, n.64   | Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche   |
| [3]  | D.M. 17/01/2018 n. 8   | Aggiornamento delle Norme Tecniche per le costruzioni  |
| [4]  | UNI EN 1990  | Basis of structural design   |
| [5]  | UNI EN 1991-1-1  | Actions on structures - General actions - Densities, self-weight and imposed loads   |
| [6]  | UNI EN 1991-1-4  | Actions on structures - General actions - Wind actions   |
| [7]  | UNI EN 1991-1-5  | Actions on structures - General actions - Thermal actions  |
| [8]  | UNI EN 1992-1-1  | Design of concrete structures -General - Common rules for building and civil engineering structures  |
| [9]  | UNI EN 1992-1-2  | Design of concrete structures – Part 1-2: General rules – Structural fire design   |
| [10] | UNI EN 1992-2  | Design of concrete structures -Bridges   |
| [11] | UNI EN 1993-1-1  | Design of steel structures-<br>General rules and rules for buildings   |
| [12] | UNI EN 1993-1-8  | Design of steel structures-<br>Design of Joints  |
| [13] | UNI EN 1994-1-1  | Design of composite steel and concrete structures –<br>General rules and rules for buildings   |
| [14] | UNI EN 1994-2  | Design of composite steel and concrete structures –<br>General rules and rules for bridges   |
| [15] | UNI EN 1997-1  | Geotechnical design - General rules  |
| [16] | UNI EN 1998-1  | Design provisions for earthquake resistance of structures -<br>General rules, seismic actions and rules for buildings  |
| [17] | UNI EN 1998-2  | Design of structures for earthquake resistance - Bridges   |
| [18] | UNI EN 1998-5  | Design of structures for earthquake resistance –<br>Foundations, retaining structures and geotechnical aspects   |
| [19] | Presidenza del Consiglio<br>Superiore dei Lavori Pubblici<br>– Servizio Tecnico Centrale | Linee guida sul calcestruzzo strutturale   |
| [20] | UNI-EN 206-1   | Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e  |

conformità

[21] UNI-EN 11104

Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l'applicazione delle EN 206-1

## 1.2 Software di calcolo

- [1] MIDAS/Civil, Ver. 7.6.1 Il programma, codice di calcolo ad elementi finiti in campo statico e dinamico lineare/non lineare, consente l'analisi strutturale per fasi con proprietà reologiche non omogenee, MIDAS Information Technology Co., Ltd. (Seongnam, Gyeonggi-do, 463-824, Korea) la modellazione della precompressione tramite tracciato cavi 3D, il calcolo degli effetti dei carichi mobili tramite linee/superfici d'influenza, l'analisi di tutte le componenti di tensione locale nelle sezioni
- [2] PRESSFLE Calcolo e verifica delle sezioni in c.a.-c.a.p., sviluppato dalla Concrete s.r.l. di Padova. Versione 5.5
- [3] VCASLU Programma per la verifica a pressoflessione delle sezioni in c.a. e c.a.p.

## 2. MATERIALI

### 2.1 Calcestruzzi

#### Magrone sottofondazione

Classe del calcestruzzo		C12/15	
Resistenza caratteristica cubica a compressione	$R_{ck}$	15	N/mm <sup>2</sup>
Classe di esposizione		XC0	-

#### Calcestruzzo struttura scatolare

Classe del calcestruzzo		C32/40	
Resistenza caratteristica cubica a compressione	$R_{ck}$	40	N/mm <sup>2</sup>
Classe di esposizione		XC4	-
Rapporto massimo acqua/cemento		0.50	-
Contenuto minimo di cemento		340	kg/mc
Classe di consistenza (Slump)		S4	-
Dimensione massima dell'aggregato		32	mm

### 2.2 Acciai

#### Acciaio per armatura lenta

Classe di acciaio		B450	
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk}$	540	N/mm <sup>2</sup>
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk}$	450	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	$f_{yd}$	391.3	N/mm <sup>2</sup>
Sovra-resistenza	$f_{tk} / f_{yk}$	≥1.15	-
Modulo di elasticità	$E_s$	210000	N/mm <sup>2</sup>

### 3. PRESTAZIONI ATTESE

#### 3.1 Premessa

Il presente progetto è redatto in accordo con il D.M. 17/1/2018 “Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni”.

La sicurezza e le prestazioni dell’opera o di una parte di essa sono valutate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la vita nominale. Stato limite è la condizione superata la quale l’opera non soddisfa più le esigenze per le quali è stata progettata.

In particolare, secondo quanto stabilito nel D.M. 2018, le strutture dovranno garantire i seguenti requisiti prestazionali:

- **Sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU)** ovvero capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l’incolumità delle persone ovvero comportare la perdita di beni, ovvero provocare gravi danni ambientali e sociali, ovvero mettere fuori servizio l’opera.
- **Sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE)** ovvero capacità di garantire nel tempo le prestazioni previste per le condizioni di esercizio;
- **Durabilità** ovvero capacità conservare le caratteristiche fisiche e meccaniche dei materiali affinché il livello di sicurezza strutturale sia garantito per tutta la vita di riferimento dell’opera;
- **Robustezza nei confronti di azioni eccezionali** ovvero capacità di evitare danni sproporzionati rispetto all’entità delle cause innescanti quali incendio, esplosioni, urti.

Il superamento di uno stato limite ultimo ha carattere unicamente irreversibile e si definisce collasso mentre il superamento di uno stato limite di esercizio può avere carattere sia reversibile che irreversibile.

Nei paragrafi successivi verranno illustrati i criteri di verifica dei requisiti prestazionali di cui sopra.

### 3.2 Vita nominale e classe d'uso

Coerentemente con la tipologia di opera in progetto e con le specifiche del Progetto Definitivo, si assume quanto segue:

- vita nominale dell'opera:  $V_N = 50$ anni;
- classe d'uso: IV
- coefficiente d'uso:  $c_u = 2.0$ ;
- vita di riferimento per l'azione sismica:  $V_R = V_N \times c_u = 50 \times 2.00 = 100$  anni

### 3.3 Sicurezza agli stati limite ultimi (SLU)

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi di resistenza si effettua con il “metodo dei coefficienti parziali” di sicurezza espresso dalla equazione formale:

$$R_d \geq E_d$$

dove

- $R_d$  è la resistenza di progetto, valutata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali e ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate;
- $E_d$  è il valore di progetto dell'effetto delle azioni.

I coefficienti parziali di sicurezza,  $\gamma_{Mi}$  e  $\gamma_{Fj}$ , associati rispettivamente al materiale  $i$ -esimo e all'azione  $j$ -esima, tengono in conto la variabilità delle rispettive grandezze e le incertezze relative alle tolleranze geometriche e alla affidabilità del modello di calcolo.

Per le opere in progetto, in accordo con le NTC2018 si considerano i seguenti stati limite ultimi.

- |  |              |   |
|--|--------------|---|
| - Stato limite di equilibrio                 | <b>(EQU)</b> | Verifica degli elementi intesi come corpi rigidi  |
| - Stato limite di resistenza delle strutture | <b>(STR)</b> | Verifica della resistenza “lato struttura” di tutti gli elementi portanti (fondazioni ed elevazioni)                            |
| - Stato limite di resistenza del terreno     | <b>(GEO)</b> | Verifica della resistenza del terreno di fondazione su cui sono impostate e con cui possono interagire gli elementi strutturali |

Le verifiche sono svolte per ciascuno stato limite ultimo di cui sopra, sia in condizioni statiche che sismiche ed in particolare allo stato limite di salvaguardia della Vita (SLV).

- Combinazioni SLU in condizioni statiche

$$E_d = E \{ \gamma_{G,j} G_{k,j} ; \gamma_P P ; \gamma_{Q,1} Q_{k,1} ; \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \} \quad j \geq 1 ; i > 1$$

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

- Combinazioni SLU in condizioni sismiche

$$E_d = E \{ G_{k,j} ; P ; A_{Ed} ; \psi_{2,i} Q_{k,i} \} \quad j \geq 1 ; i \geq 1$$

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

In generale le verifiche geotecniche sono svolte secondo l'Approccio 2 delle NTC2018

Approccio 2: A1+M1+R3 (Comb.GEO)

A1+M1+R1 (Comb.SLU)

Di seguito si riportano in sintesi i principali coefficienti parziali per le azioni (A), per i materiali (M) e per le resistenze compressive dei sistemi (R) definite in accordo con le NTC2018, cui si rimanda per eventuali ed ulteriori dettagli non richiamati nel presente documento.

		Coefficiente $\gamma_F$	EQU	A1 STR	A2 GEO
<b>Carichi permanenti strutturali</b>	<i>Favorevoli</i>	$\gamma_{G1}$	0.90	1.00	1.00
	<i>Sfavorevoli</i>		1.10	1.30	1.00
<b>Carichi permanenti non strutturali compiutamente definiti</b> (ovvero derivanti da un'analisi di dettaglio)	<i>Favorevoli</i>	$\gamma_{G2 (A)}$	0.90	1.00	1.00
	<i>Sfavorevoli</i>		1.10	1.30	1.00
<b>Carichi permanenti non strutturali non compiutamente definiti</b> (ovvero presunti)	<i>Favorevoli</i>	$\gamma_{G2 (B)}$	0.00	0.00	0.00
	<i>Sfavorevoli</i>		1.50	1.50	1.30
<b>Carichi variabili da traffico stradale</b>	<i>Favorevoli</i>	$\gamma_{Q(TS)}$	0.00	0.00	0.00
	<i>Sfavorevoli</i>		1.35	1.35	1.15
<b>Altri variabili (vento, neve...)</b>	<i>Favorevoli</i>	$\gamma_{Qi}$	0.00	0.00	0.00
	<i>Sfavorevoli</i>		1.50	1.50	1.30
<b>Precompressione</b>	<i>Favorevoli</i>	$\gamma_{\epsilon 1}$	0.90	1.00	1.00
	<i>Sfavorevoli</i>		1.00	1.00	1.00
<b>Ritiro, viscosità, cedimenti vincolari</b>	<i>Favorevoli</i>	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0.00	0.00	0.00
	<i>Sfavorevoli</i>		1.20	1.20	1.00

Tabella 1 – Coefficienti parziali per le azioni (A)

<b>Materiale</b>	<b>Grandezza cui si applica il coefficiente parziale</b>		<b>Gruppo M1</b>	<b>Gruppo M2</b>
<i>Calcestruzzo</i>	Resistenza a compressione / trazione / taglio	$f_{ck}, f_{ctk}, v_k$	$\gamma_c = 1.50$	$\gamma_c = 1.50$
<i>Acciaio in barre per c.a.</i>	Tensione di snervamento	$f_{yk}$	$\gamma_s = 1.15$	$\gamma_s = 1.15$
<i>Acciaio in trefolo per c.a.p.</i>	Tensione allo 0.1% di residuo plastico	$f_{p0.1k}$	$\gamma_s = 1.15$	$\gamma_s = 1.15$
<i>Altri materiali strutturali</i>		Rif. direttamente NTC2018		
	Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'} = 1.00$	$\gamma_{\phi'} = 1.25$
<i>Terreno</i>	Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'} = 1.00$	$\gamma_{c'} = 1.25$
	Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu} = 1.00$	$\gamma_{cu} = 1.40$
	Peso dell'unità di volume	$\gamma_T$	$\gamma_\gamma = 1.00$	$\gamma_\gamma = 1.00$

**Tabella 2 – Coefficienti parziali per i parametri nominali di resistenza (M)**

## 4. CARICHI DI PROGETTO

### 4.1 Pesì propri strutturali

I pesì strutturali sono definiti sulla base delle effettive geometrie delle opere, adottando i seguenti pesì specifici di riferimento:

- calcestruzzo armato:  $\gamma_c = 25.0 \text{ kN/m}^3$
- acciaio:  $\gamma_s = 78.5 \text{ kN/m}^3$

Elemento	n	L <sub>x</sub>	L <sub>y</sub>	L <sub>z</sub>	$\gamma$	g <sub>k</sub>	g <sub>k</sub> *	G <sub>k(x1)</sub>	G <sub>k(x n)</sub>
[-]	[-]	[m]	[m]	[m]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m]	[kN]	[kN]
Soletta di fondo sp.60	1	4.700	0.600	1.000	25	-	-	70.5	70.5
Pareti sp.50	2	0.500	2.250	1.000	25	-	-	28.1	56.3
Soletta sp.50	1	4.700	0.500	1.000	25	-	-	58.8	58.8

TOTALE

185.5

### 4.2 Ricoprimento

Coerentemente con il progetto stradale e con l'altimetria del manufatto, si considera un'altezza media di ricoprimento pari a 2.00m.

RINTERRO H=2.00m

Elemento	n	L <sub>x</sub>	L <sub>y</sub>	L <sub>z</sub>	$\gamma$	g <sub>k</sub>	g <sub>k</sub> *	G <sub>k(x1)</sub>	G <sub>k(x n)</sub>
[-]	[-]	[m]	[m]	[m]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m]	[kN]	[kN]
Rinterro	1	4.700	2.000	1.000	20	-	-	188.0	188.0

TOTALE

188.0

### 4.3 Azioni da traffico

Le azioni indotte da traffico stradale sono desunte in accordo alle NTC2018 capitolo 5.1 (azioni da traffico per ponti), ritenendo però trascurabili gli effetti dei carichi longitudinali di frenamento/accelerazione e trasversali dovuti ad azione centrifuga.

Le impronte di carico applicate in superficie sono diffuse nello spessore del ricoprimento assumendo cautelativamente un angolo di 30° e considerando la presenza di n.3 corsie convenzionali adiacenti.

Con riferimento ai grafici di sintesi riportati in figura, si assumono i seguenti valori di calcolo:

- ricoprimento 2.00m:  $q = 79 \text{ kN/m}^2$

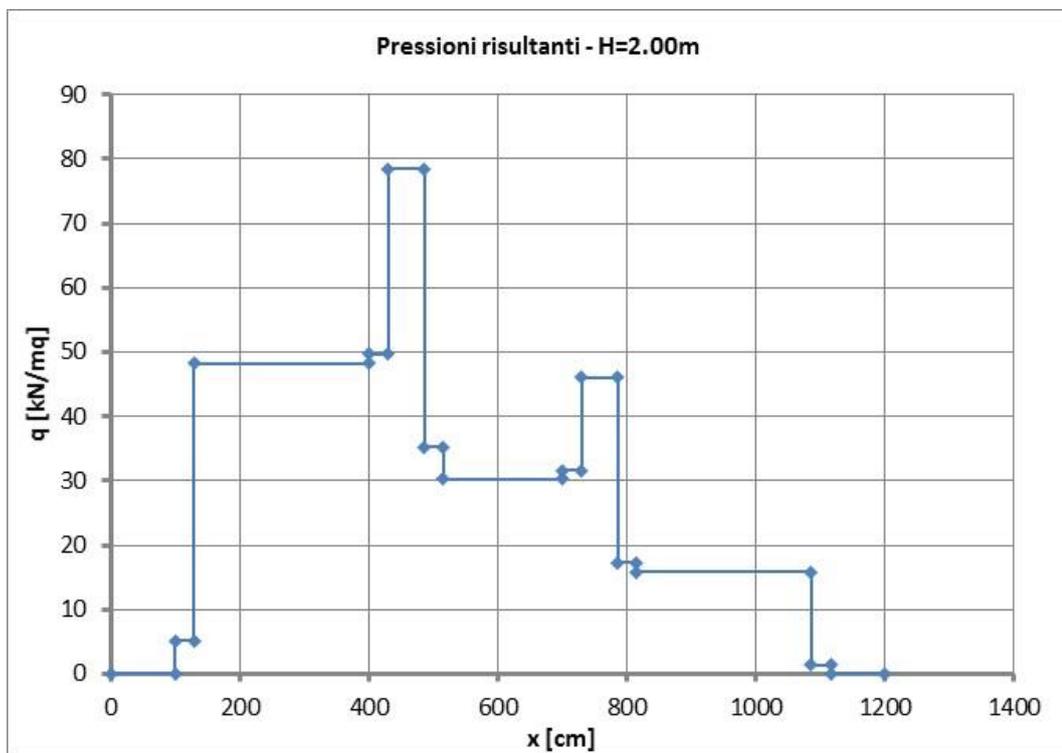
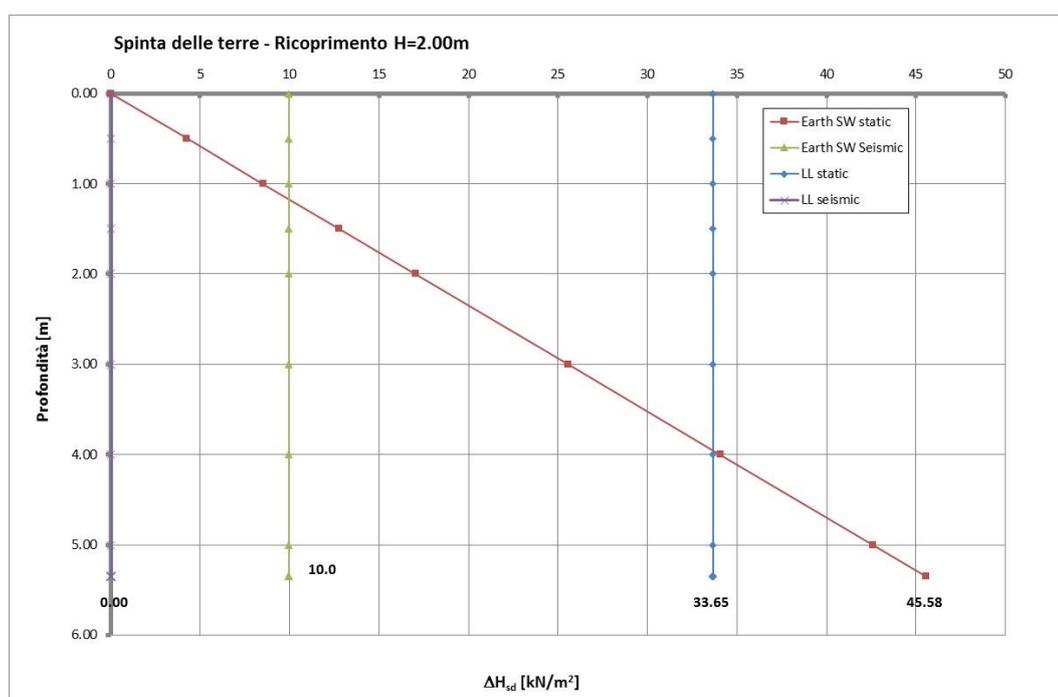


Figura 1 – Pressioni effettive associate a traffico veicolare

#### 4.4 Spinta delle terre

Le spinte delle terre sono valutate assumendo i seguenti dati/ipotesi di calcolo:

- condizioni di spinta a riposo ( $k = k_0$  in condizioni statiche, Wood per le condizioni sismiche)
- angolo d'attrito interno  $\phi = 35^\circ$



#### 4.5 Azione sismica

L'azione sismica è assunta sulla base delle indicazioni contenute nelle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 3.2), per quanto riguarda gli spettri di risposta e di progetto. In particolare, gli spettri di risposta allo SLV in accelerazione delle componenti orizzontali sono definiti dalle seguenti espressioni:

$$0 \leq T \leq T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \cdot \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T \leq T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

dove:

- S è un coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante l'espressione  $S = S_S \cdot S_T$ ;
- $F_0$  è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale;
- q rappresenta il "fattore di struttura";
- $T_C$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da  $T_C = T^*_C \cdot C_C$ ;
- $T_B$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante dello spettro, dato da  $T_B = T_C / 3$ ;
- $T_D$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, dato da  $T_D = 4.0 \cdot a_g/g + 1.6$ .

Si adottano i seguenti parametri progettuali per la valutazione della "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione e la quantificazione degli spettri riportati in precedenza:

- |   |                  |
|---|------------------|
| - vita nominale dell'opera:   | $V_N = 50$ anni  |
| - classe d'uso:   | IV               |
| - coefficiente d'uso:   | $C_U = 2.0$      |
| - probabilità di superamento nel periodo di riferimento $V_r$         | $P_{V_r} = 10\%$ |
| - periodo di ritorno dell'evento sismico ( $T_R = f(V_N; P_{V_r})$ ): | $T_R = 949$      |
| - tipologia di terreno:   | Tipo B           |
| - categoria topografica:  | T1               |

I parametri  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T^*_C$ , definiti in precedenza, dipendono dalla localizzazione della struttura in esame e sono definiti per tutti i nodi appartenenti alla mappa di pericolosità sismica nazionale; poiché le coordinate del sito non corrispondono ad un nodo esatto della griglia riportata negli allegati

alle Norme Tecniche, si calcolano i parametri relativi al sito di interesse con una media ponderata sulle distanze di ciascun dei 4 nodi di riferimento dal sito in esame.

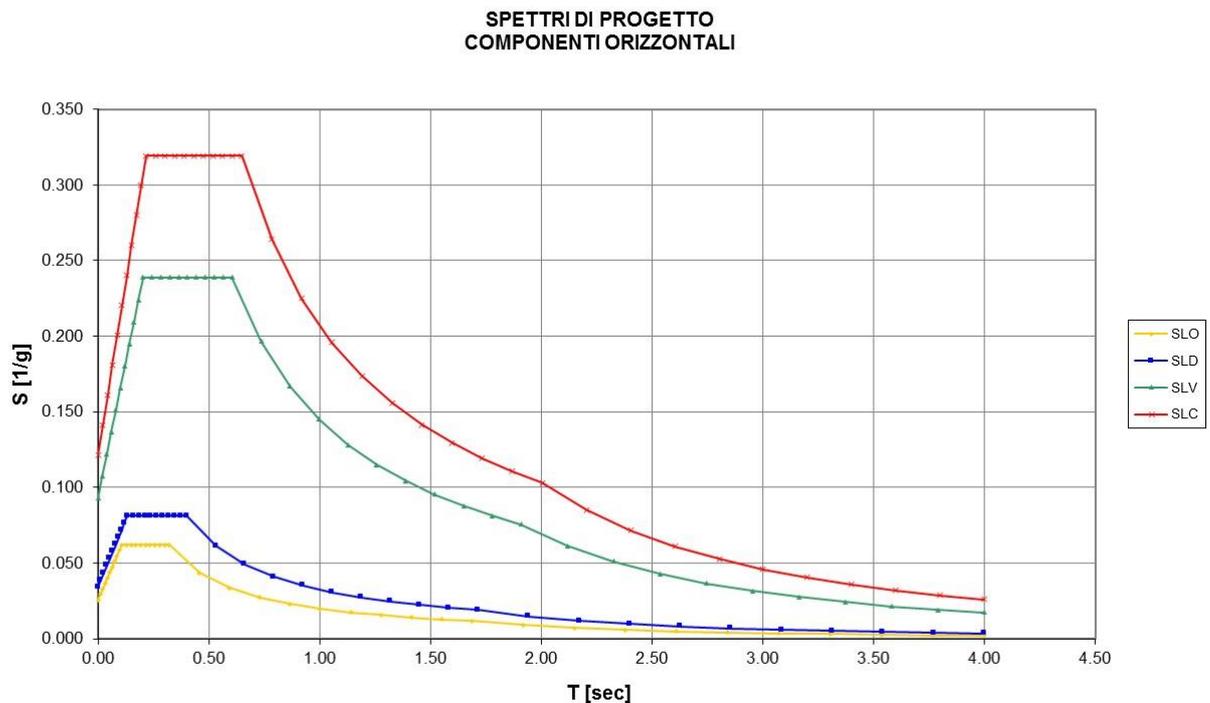
Essendo inoltre il periodo di ritorno diverso da quelli forniti dagli allegati alle Norme Tecniche, si procede per interpolazione secondo la seguente espressione:

$$\log (P) = \log (P_1) + \log (P_2/P_1) \cdot \log (T_R/T_{R1}) \cdot [\log (T_{R2}/T_{R1})]^{-1}$$

dove:

- P rappresenta il parametro d'interesse, riferito al periodo di ritorno  $T_R$ ;
- $T_{R1}$  e  $T_{R2}$  sono i periodi di ritorno più prossimi a  $T_R$  per i quali si dispongono i valori  $P_1$  e  $P_2$  del parametro di interesse P.

Per quanto riguarda la definizione del coefficiente di struttura  $q$  e la classe di duttilità, si è adottato un parametro  $q=1.0$ .



## 5. MODELLAZIONE FEM

### 5.1 Aspetti generali

La valutazione della statica trasversale del manufatto è condotta mediante modellazione FEM di una striscia unitaria, assimilando la struttura ad un telaio in cemento armato poggiante su un suolo elastico.

I carichi sono applicati come forze puntuali e/o distribuite lungo gli elementi.

L'interazione suolo struttura è valutata ipotizzando un comportamento elastico lineare e adottando una costante di sottofondo  $k_w = 5.0 \text{ kg/cm}^3 = 50000 \text{ kN/m}^3$ .

Il modello viene sviluppato prendendo come allineamento di riferimento quello esterno del blocco di calcestruzzo, introducendo una serie di offset alle sezioni in modo tale da garantire la coerenza con le effettive geometrie del manufatto.

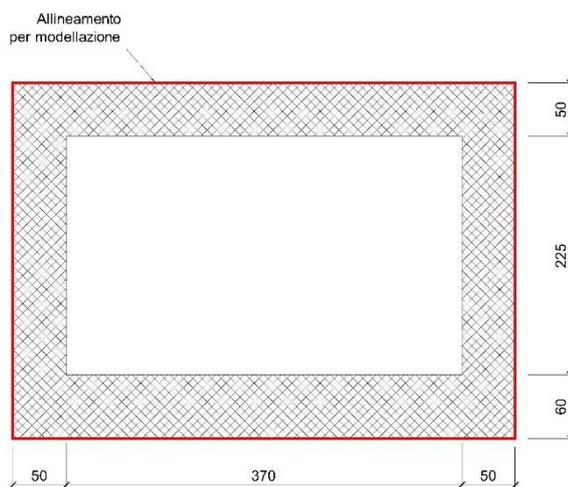


Figura 2 – Sezione tipica di progetto e schematizzazione di calcolo

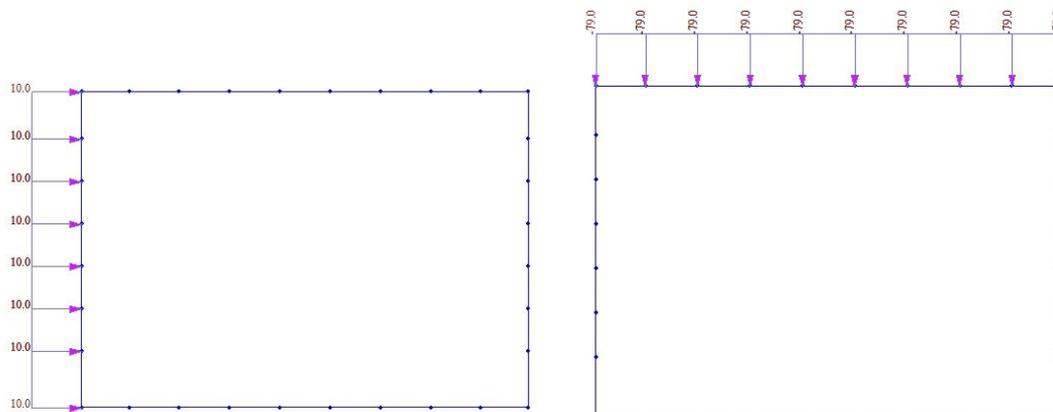
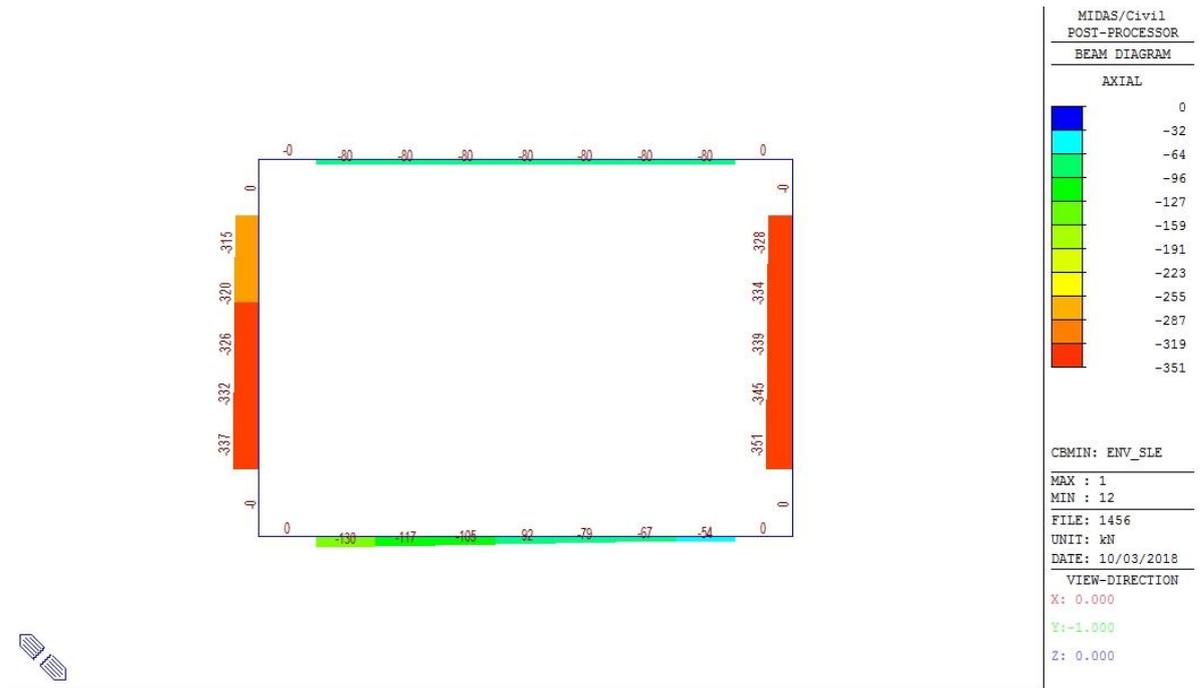
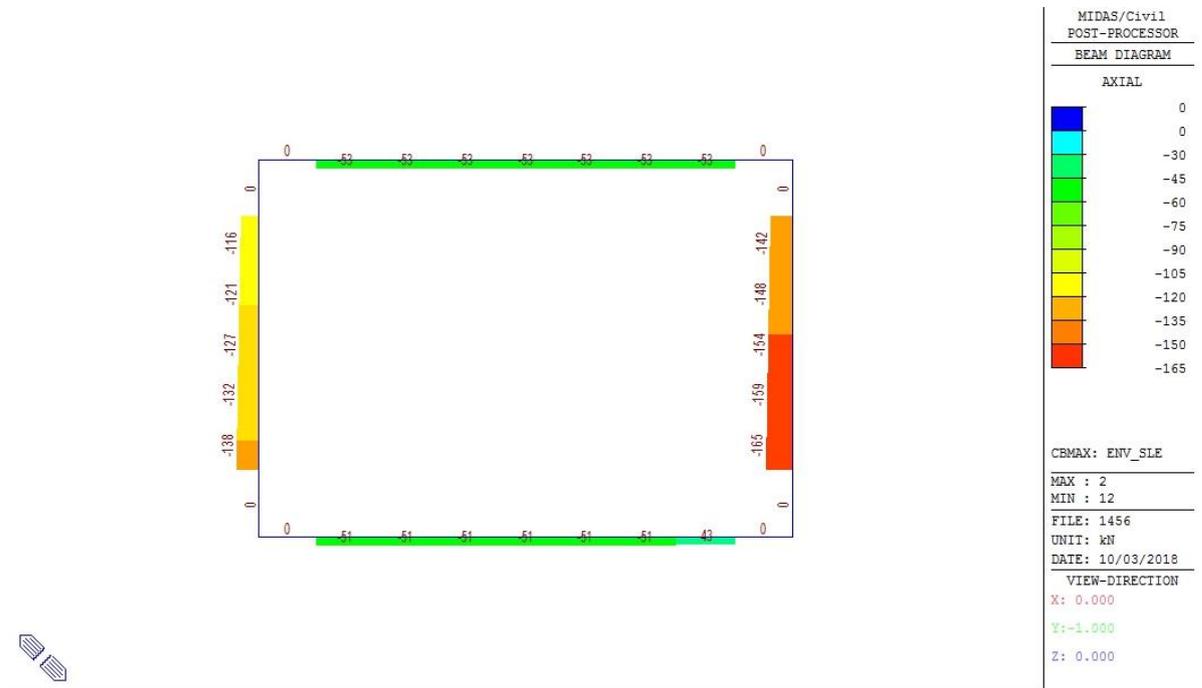
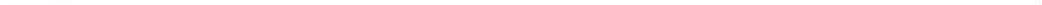
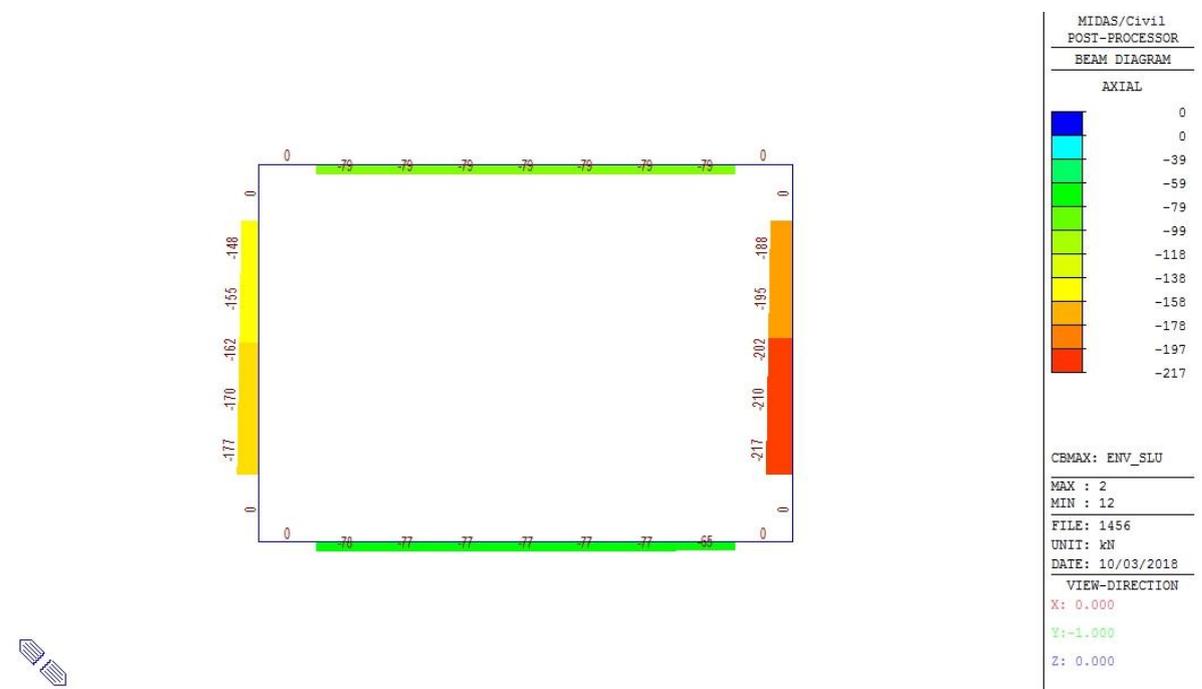
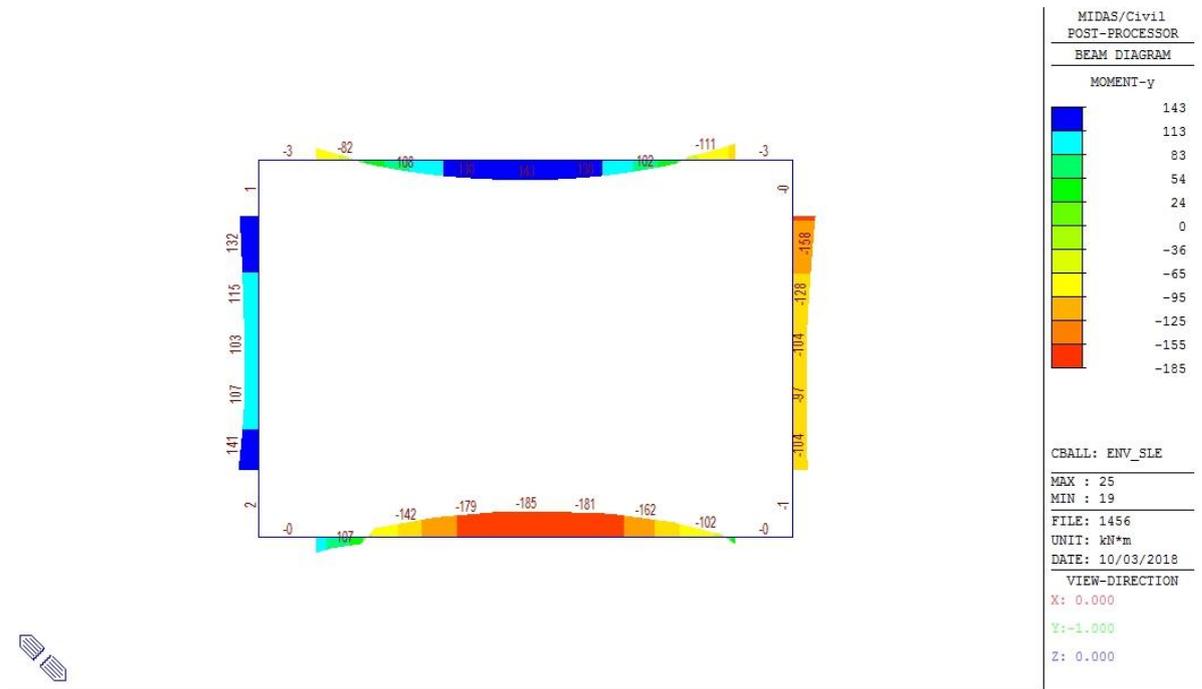
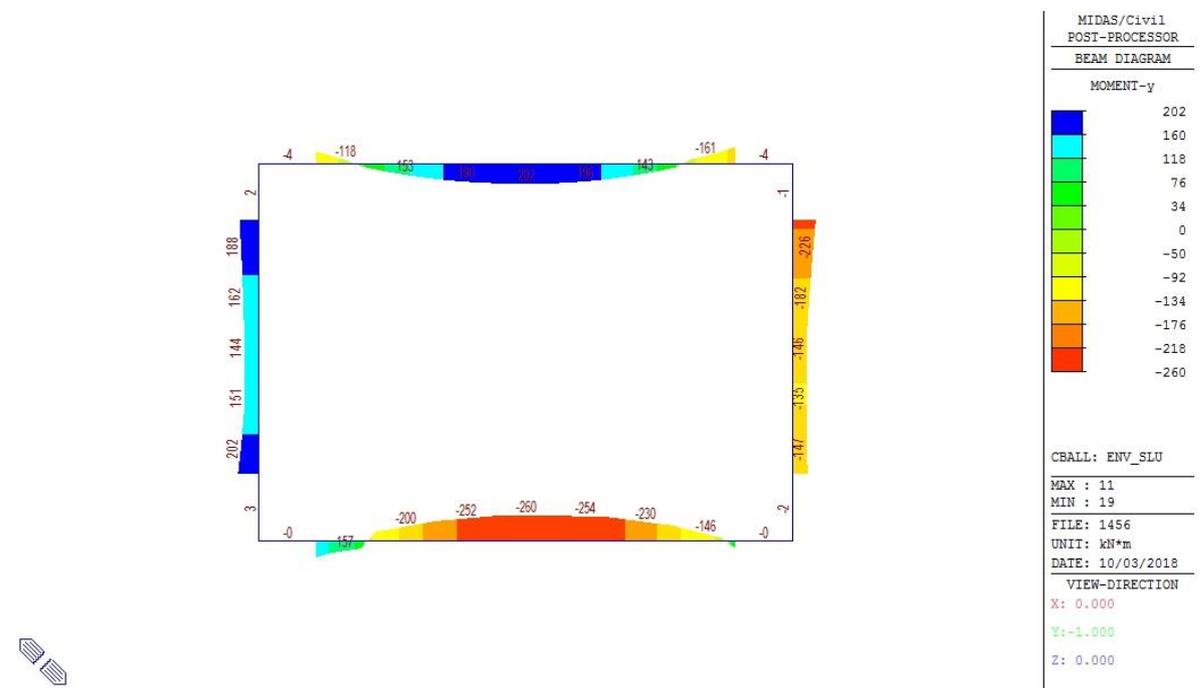
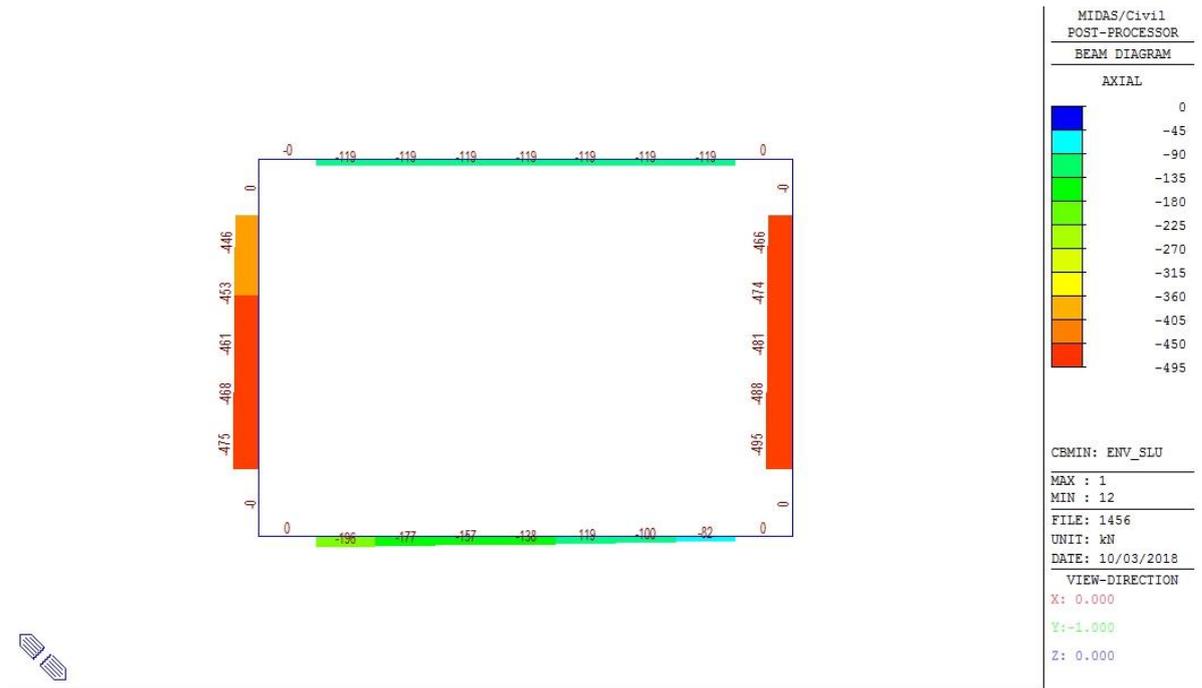


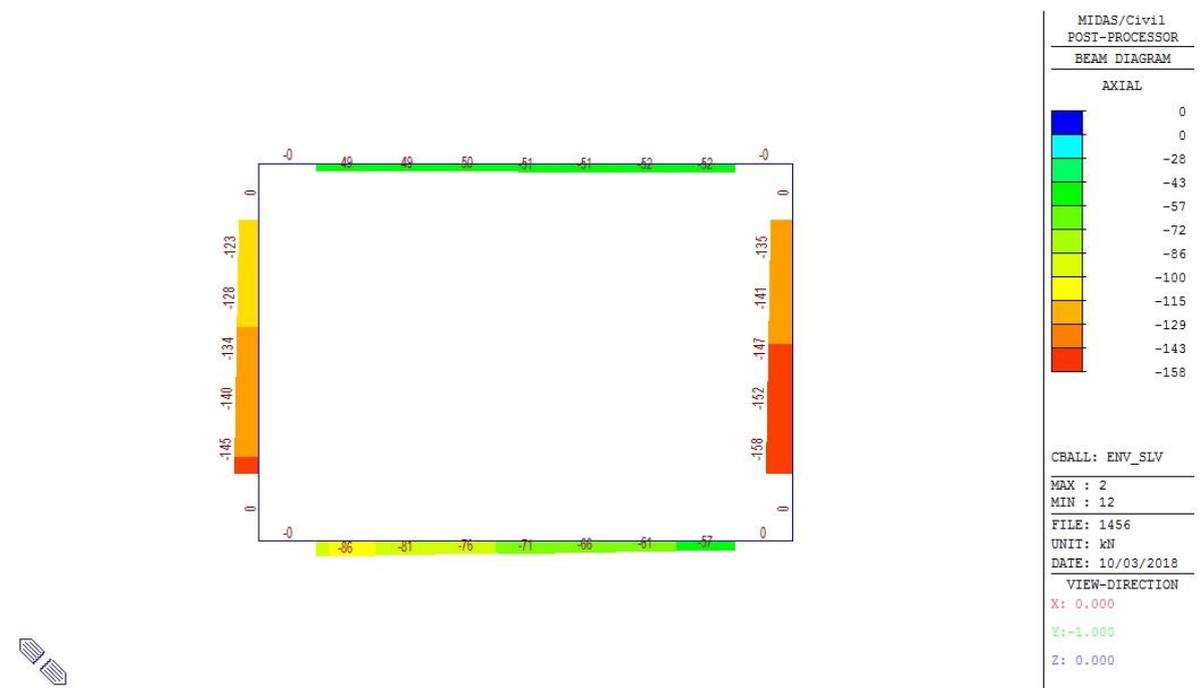
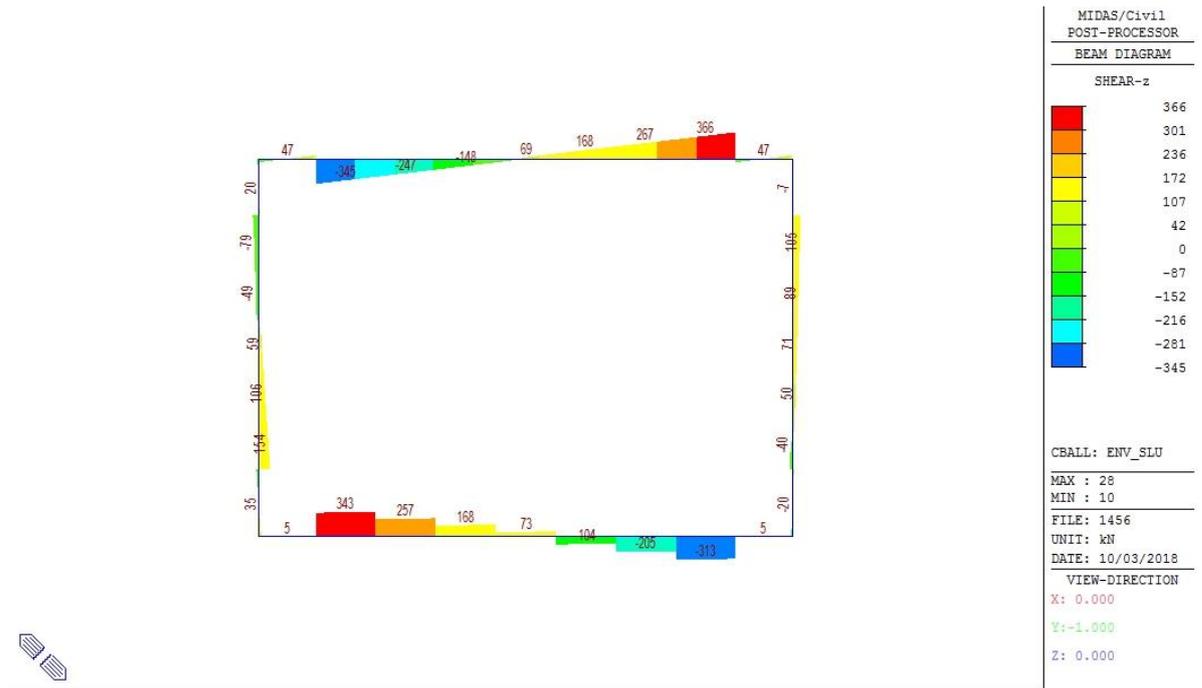
Figura 3 – Vista d'assieme del modello e applicazione tipica carichi

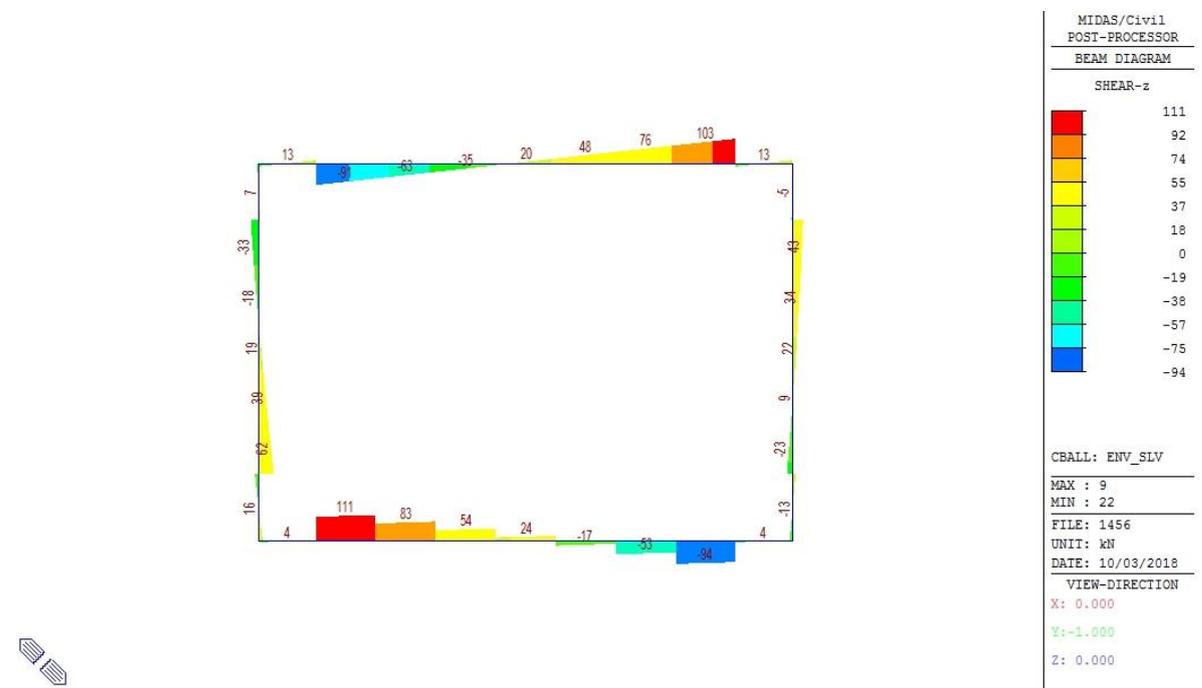
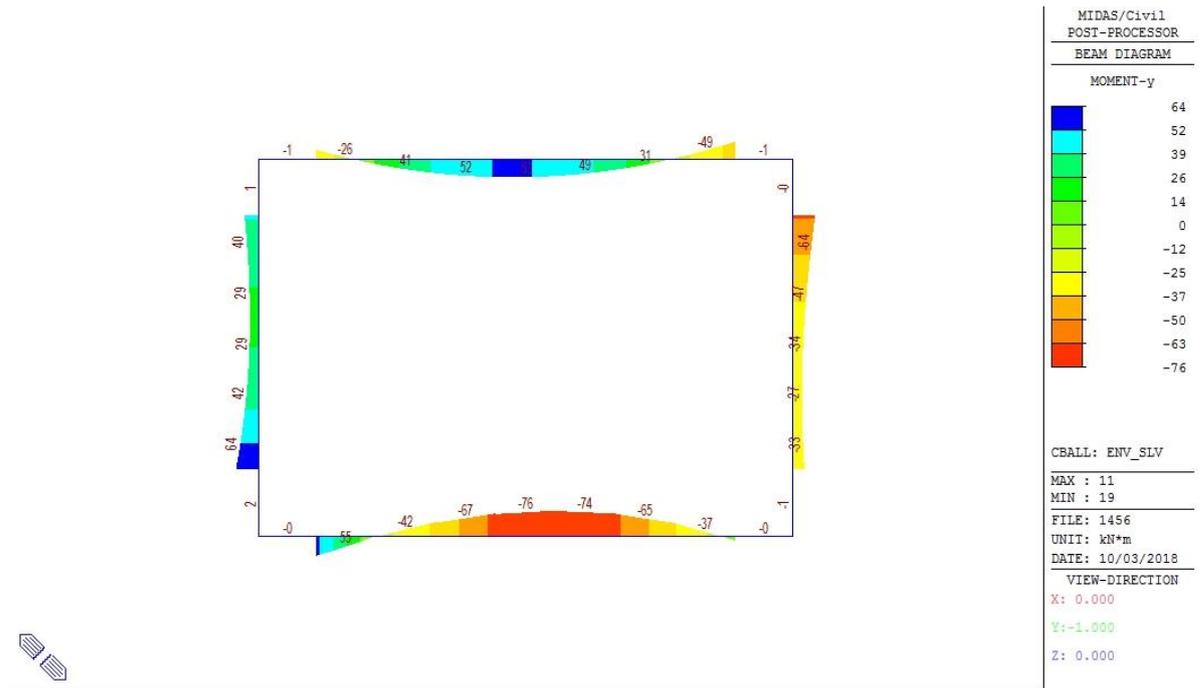
5.2 Sintesi risultati











## 6. VERIFICHE

### 6.1 Premessa

Tenuto conto della tipologia di manufatto si procede con le seguenti verifiche:

- SLU – Flessione
- SLU – Taglio
- SLE – Fessurazione

Ai fini delle verifiche di cui sopra, le azioni di progetto sono valutate tenendo in conto delle effettive dimensioni dei nodi del telaio.

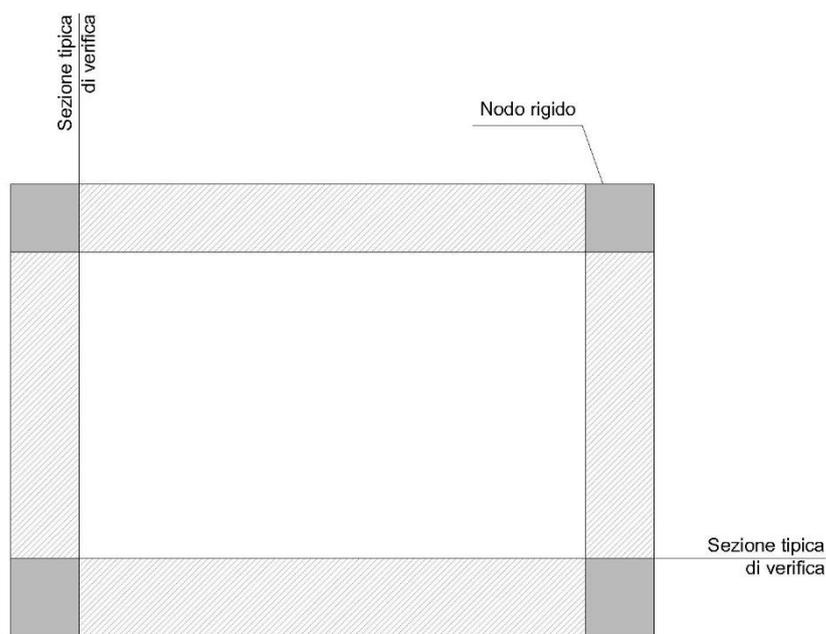


Figura 4 – Dettaglio sezioni di controllo

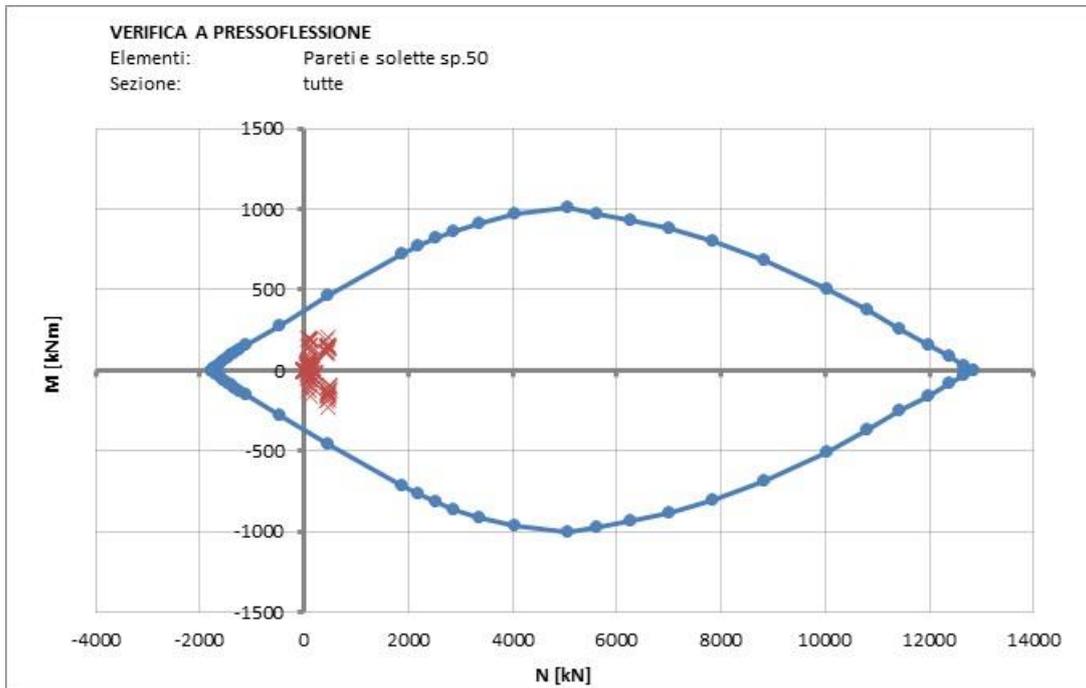
**6.2 SLU – Flessione**

6.2.1 Pareti e solette sp.50cm

Armatura lato esterno: 1φ24/20

Armatura lato interno: 1φ24/20

N	M	Fs (e=cost)	Fs (M=cost)	Fs (N=cost)
[kN]	[kNm]	[-]	[-]	[-]
79.09	195.55	<b>2.07</b>	148.77	1.98
495.49	-95.67	10.45	<b>24.85</b>	4.90
79.09	195.55	2.07	148.77	<b>1.98</b>

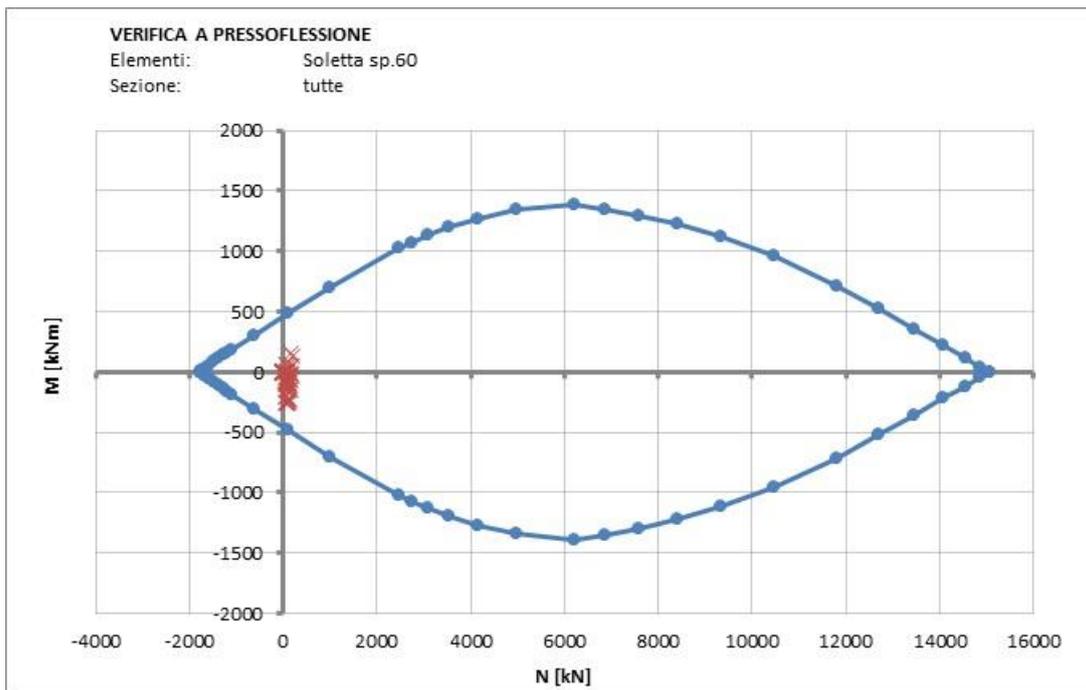


6.2.2 Soletta sp.60cm

Armatura lato esterno: 1 $\phi$ 24/20

Armatura lato interno: 1 $\phi$ 24/20

N	M	Fs (e=cost)	Fs (M=cost)	Fs (N=cost)
[kN]	[kNm]	[-]	[-]	[-]
77.09	-251.56	<b>1.98</b>	180.60	1.91
195.75	130.44	5.52	<b>73.92</b>	3.90
121.61	-259.93	2.00	114.17	<b>1.89</b>



### 6.3 SLU – Taglio

La verifica è svolta facendo riferimento al caso di elementi con armature resistenti a taglio, in accordo al par.4.1.2.3.5.2 delle NTC2018.

Armatura a taglio tipica:  $1\phi 12/20 \times 40$

#### STRUTTURE IN C.A. - Resistenza a taglio elementi armati

(rif. NTC2018 par.4.1.2.3.5.2)

Elemento	[-]	sp.50	sp.60	
Sezioni	[-]	Tutte	Tutte	
$\gamma_c$	[-]	1.50	1.50	Coefficiente parziale per il calcestruzzo
$\gamma_s$	[-]	1.15	1.15	Coefficiente parziale per l'acciaio
$R_{ck}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	40	40	Resistenza caratteristica cubica CLS
$f_{cd}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	18.8	18.8	Resistenza a compressione di progetto
$f'_{cd}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	9.4	9.4	Resistenza a compressione ridotta di progetto
$f_{yk}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	450	450	Tensione caratt.di snervamento dell'acciaio
$f_{yd}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	391	391	Tensione di snervamento di progetto
$\alpha_c$	[-]	1.00	1.00	(vedi NTC2018)
$d$	[mm]	450	550	Altezza utile sezionale
$b_w$	[mm]	1000	1000	Larghezza sezione
$s$	[mm]	200	200	Passo armatura a taglio
$A_{sw}$	[mm <sup>2</sup> ]	283	283	Area armatura a taglio
$\alpha$	[°]	90	90	Inclinazione armatura a taglio
$\theta$	[°]	21.8	21.8	Inclinazione puntone compresso
$V_{Rsd}$	[kN]	560	684	Taglio resistente lato acciaio
$V_{Rcd}$	[kN]	1314	1606	Taglio resistente lato CLS
<b><math>V_{Rd}</math></b>	<b>[kN]</b>	<b>560</b>	<b>684</b>	Taglio resistente di progetto
<b><math>V_{Sd}</math></b>	<b>[kN]</b>	<b>366</b>	<b>343</b>	Taglio sollecitante di progetto
$F_s$	[-]	1.53	1.99	Coefficiente di sicurezza

#### 6.4 SLE – Fessurazione

La verifica è svolta assumendo condizioni ambientali “ordinarie”.

Elemento	Rinterro	N	M	$\sigma_{max}$
[-]	[-]	[kN/m]	[kNm/m]	[N/mm <sup>2</sup> ]
Sp.50	-	51	181	193
Sp.60	-	53	143	118

Tabella 6.1 – Azioni di progetto (SLE\_RARE) e corrispondenti tensioni nell'acciaio

In accordo a quanto previsto dalle NTC2018 la par.4.1.2.2.4.5, si procede con una verifica indiretta, ovvero confrontando le massime tensioni di calcolo con valori limite di bibliografia/normativa associati a diametri, spaziatura e apertura di fessura.

Cautelativamente le verifiche sono svolte con riferimento a condizioni di carico rare e limiti.

Apertura limite di riferimento  $w = w_1 = 0.3mm$

##### Verifica tensione – diametro barre

Tensione limite nelle armature per barre  $\phi 16$

Tensione di progetto

$\sigma_{max} = 200 \text{ N/mm}^2$   
 $\sigma = 193 \text{ N/mm}^2$

Verifica soddisfatta

##### Verifica tensione – spaziatura barre

Tensione limite nelle armature per spaziatura 150mm

Tensione di progetto

$\sigma_{max} = 240 \text{ N/mm}^2$   
 $\sigma = 193 \text{ N/mm}^2$

Verifica soddisfatta

Tensione nell'acciaio $\sigma_s$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Diametro massimo $\phi$ delle barre [mm]		
	$w_3 = 0.4mm$	$w_2 = 0.3mm$	$w_1 = 0.2mm$
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	-

Tensione nell'acciaio $\sigma_s$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Spaziatura massima $s$ delle barre [mm]		
	$w_3 = 0.4mm$	$w_2 = 0.3mm$	$w_1 = 0.2mm$
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

Tabella 6.2 – Dati per la verifica indiretta a fessurazione