

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



## U.O. PROGETTAZIONE INTEGRATA NORD

### PROGETTO DEFINITIVO

**ADEGUAMENTO E POTENZIAMENTO IMPIANTO DI VADO LIGURE ZONA INDUSTRIALE**

**2<sup>A</sup> FASE - PRG CON MODULO 750 m DI UN BINARIO; ACC CON IMPLEMENTAZIONE IN APPARATO DI SEGNALAMENTO ALTO DA TRENO**

### ALLACCI MODULI ABITATIVI

#### Relazione di calcolo e descrittiva

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA PROGR. REV.


I V 0 H 0 2 D 2 6 C L F A 0 4 0 0 0 0 1 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	C. Soave	Febbraio 2022	M. Andreani	Febbraio 2022	C. Fadda	Febbraio 2022	A. Perego Febbraio 2022



File: IV0H02D26CLFA0400001A.doc

n. Elab. 115

	<p><b>PROGETTO DEFINITIVO</b></p> <p><b>ALLACCI MODULI ABITATIVI</b></p> <p><b>BASAMENTI BOX MODULI ABITATIVI</b></p>												
<p><b>RELAZIONE DI CALCOLO</b></p>	<table border="1"> <tr> <td>PROGETTO</td> <td>LOTTO</td> <td>CODIFICA</td> <td>DOCUMENTO</td> <td>REV.</td> <td>FOGLIO</td> </tr> <tr> <td>IV0H</td> <td>02</td> <td>D 26 CL</td> <td>FA0400 001</td> <td>A</td> <td>2 DI 52</td> </tr> </table>	PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	IV0H	02	D 26 CL	FA0400 001	A	2 DI 52
PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
IV0H	02	D 26 CL	FA0400 001	A	2 DI 52								

## Sommario

1	Scopo del Documento .....	4
2	Normativa di Riferimento .....	5
2.1	Elaborati di riferimento .....	5
3	Caratteristiche dei Materiali .....	6
3.1	Calcestruzzo .....	6
3.1.1	Fondazioni .....	6
3.1.2	Magrone .....	7
3.2	Acciaio da c.a. ....	7
4	Descrizione dell'opera .....	8
5	Caratterizzazione Geotecnica .....	11
6	Modellazione della Struttura .....	12
7	Analisi dei Carichi .....	14
7.1	Peso Proprio degli Elementi Strutturali $G_1$ .....	14
7.2	Carichi Permanenti Non Strutturali $G_2$ .....	15
7.3	Sovraccarichi $Q_k$ .....	15
7.3.1	Carico di esercizio .....	15
7.3.2	Variazione termica .....	15
7.3.3	Azioni Eccezionali – Urti da Traffico Ferroviario .....	16
7.4	Azione Sismica .....	17
7.4.1	Forze sismiche agenti sulla struttura .....	21
8	Combinazioni di Carico .....	22
9	Criteri di verifica .....	25
9.1	Verifiche agli stati limite di esercizio .....	25
9.1.1	Verifica a fessurazione .....	25
9.1.2	Verifica delle tensioni in esercizio .....	26
9.2	Verifiche agli stati limite ultimi .....	26
9.2.1	Sollecitazioni flettenti .....	26
9.2.2	Sollecitazioni taglianti .....	27
10	Sollecitazioni .....	29
10.1	Orientamento assi locali elementi shell .....	29
10.2	Sollecitazioni platea di fondazione .....	30
10.2.1	Combinazione SLU .....	30
10.2.2	Combinazione SLE Rara .....	33




**PROGETTO DEFINITIVO**  
**ALLACCI MODULI ABITATIVI**  
**BASAMENTI BOX MODULI ABITATIVI**

**RELAZIONE DI CALCOLO**

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV0H	02	D 26 CL	FA0400 001	A	3 DI 52

10.2.3	Combinazione SLE Quasi Permanente.....	34
11	Verifiche strutturali .....	35
11.1.1	Verifica SLU a Flessione.....	35
11.1.2	Verifica SLU a Taglio.....	37
11.1.3	Verifica SLE – Tensione.....	38
11.1.4	Verifica SLE - Fessurazione.....	39
12	Verifiche geotecniche.....	41
12.1	Capacità portante della fondazione.....	41
12.2	Calcolo dei cedimenti .....	49
13	Riepilogo armature ed incidenze.....	51
13.1	Riepilogo armature .....	51
13.2	Riassunto incidenze .....	51
14	Conclusioni .....	52

	<p><b>PROGETTO DEFINITIVO</b></p> <p><b>ALLACCI MODULI ABITATIVI</b></p> <p><b>BASAMENTI BOX MODULI ABITATIVI</b></p>												
<p><b>RELAZIONE DI CALCOLO</b></p>	<table border="1"> <thead> <tr> <th>PROGETTO</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>IV0H</td> <td>02</td> <td>D 26 CL</td> <td>FA0400 001</td> <td>A</td> <td>4 DI 52</td> </tr> </tbody> </table>	PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	IV0H	02	D 26 CL	FA0400 001	A	4 DI 52
PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
IV0H	02	D 26 CL	FA0400 001	A	4 DI 52								

## 1 SCOPO DEL DOCUMENTO

Il presente documento si colloca all'interno delle opere di Progettazione Definitiva relative agli interventi previsti per l'adeguamento ed il potenziamento dell'impianto in zona industriale di Vado Ligure.

La presente relazione di calcolo ha come oggetto il dimensionamento e le verifiche strutturali dei basamenti box moduli abitativi FA04 relativi alla Seconda Fase del progetto di adeguamento e potenziamento dell'impianto di Vado Ligure.

Nel seguito, dopo una breve descrizione dell'opera, si analizzano le azioni gravanti sulla struttura e si determinano le massime sollecitazioni per le verifiche dei singoli elementi.

Le analisi sono state svolte in accordo al Decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 17 Gennaio 2018 "Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni", nel seguito indicato con NTC 2018. Le verifiche strutturali sono state svolte con il metodo semiprobabilistico agli Stati Limite.

	<p><b>PROGETTO DEFINITIVO</b></p> <p><b>ALLACCI MODULI ABITATIVI</b></p> <p><b>BASAMENTI BOX MODULI ABITATIVI</b></p>												
<p><b>RELAZIONE DI CALCOLO</b></p>	<table border="1"> <thead> <tr> <th>PROGETTO</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>IV0H</td> <td>02</td> <td>D 26 CL</td> <td>FA0400 001</td> <td>A</td> <td>5 DI 52</td> </tr> </tbody> </table>	PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	IV0H	02	D 26 CL	FA0400 001	A	5 DI 52
PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
IV0H	02	D 26 CL	FA0400 001	A	5 DI 52								

## 2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

I calcoli e le disposizioni esecutive sono conformi alle norme attualmente in vigore e nel seguito elencate:

- D.M. Min. delle Infrastrutture e dei Trasporti del 17 Gennaio 2018 – Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”;
- CIRCOLARE 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP - Istruzioni per l’applicazione dell’«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018;
- UNI EN 206:2016 – “Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità”;
- UNI EN 11104:2016 – “Calcestruzzo - Specificazione. prestazione. produzione e conformità - Specificazioni complementari per l’applicazione della EN 206;
- UNI EN 1992-1-1:2015 “Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per edifici”;
- UNI EN 1998-5:2005 “Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”;
- RFI DTC SI MA IFS 001 E – Manuale di progettazione delle opere Civili;
- RFI DTC SI SP IFS 001 E – Capitolato Generale di Appalto delle Opere Civili.

### 2.1 Elaborati di riferimento

- IV0H02D26BAFA0400001A – Carpenteria basamenti.

	<b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>ALLACCI MODULI ABITATIVI</b> <b>BASAMENTI BOX MODULI ABITATIVI</b>					
	<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>	PROGETTO IV0H	LOTTO 02	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO FA0400 001	REV. A

### 3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Di seguito si riportano le caratteristiche meccaniche dei materiali da costruzione utilizzati per la realizzazione dell'opera.

#### 3.1 Calcestruzzo

##### 3.1.1 Fondazioni

Per la realizzazione della sottostruttura dell'opera, nello specifico per le fondazioni, si prevede l'utilizzo di calcestruzzo avente classe di resistenza C25/30 ( $R_{ck} \geq 30 \text{ N/mm}^2$ ), che presenta le seguenti caratteristiche:

- Resistenza Caratteristica a Compressione (Cilindrica)  $\rightarrow f_{ck} = 0,83 \times R_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$
- Classe di Esposizione  $\rightarrow \text{XC2}$  (condizione ambientali ordinarie)
- Resistenza Media a Compressione  $\rightarrow f_{cm} = f_{ck} + 8 = 33 \text{ N/mm}^2$
- Modulo Elastico  $\rightarrow E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0,3} = 31.475 \text{ N/mm}^2$
- Coefficiente di Sicurezza  $\rightarrow \gamma_c = 1,5$
- Resistenza di Calcolo a Compressione  $\rightarrow f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 14,17 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a Trazione Media  $\rightarrow f_{ctm} = 0,30 \times f_{ck}^{2/3} = 2,56 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a Trazione  $\rightarrow f_{ctk} = 0,7 \times f_{ctm} = 1,80 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a Trazione di Calcolo  $\rightarrow f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1,20 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a Compressione (Comb. Rara)  $\rightarrow \sigma_c = 0,55 \times f_{ck} = 13,75 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a Compressione (Comb. Quasi Permanente)  $\rightarrow \sigma_c = 0,40 \times f_{ck} = 10 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza  $\rightarrow f_{bk} = 2,25 \eta_1 \eta_2 f_{ctk} = 4,04 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza tangenziale di aderenza di calcolo  $\rightarrow f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c = 2,69 \text{ N/mm}^2$
- Deformazione Ultima a Rottura  $\rightarrow \epsilon_{cu} = 0,0035$

Per quanto riguarda la scelta degli stati limiti di fessurazione, si fa riferimento a quanto riportato al paragrafo 2.5.1.8.3.2.4 del MdP, il quale impone che per tutte le strutture in condizioni ambientali ordinarie, secondo la classificazione del paragrafo 4.1.2.2.4.2 delle NTC18, come nel caso in esame, il limite da adottare per la verifica sia  $\delta_f \leq w_2 = 0,3 \text{ mm}$  in Combinazione Rara. Cautelativamente, trattando un'opera a permanente contatto con il terreno e difficilmente ispezionabile, come riportato al paragrafo del MdP sopracitato, si ritiene opportuno adottare per la verifica il limite  $\delta_f \leq w_1 = 0,2 \text{ mm}$ .

Per gli elementi strutturali si assume un copriferro di 35 mm (valutato al netto della staffa).

	<b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>ALLACCI MODULI ABITATIVI</b> <b>BASAMENTI BOX MODULI ABITATIVI</b>					
	<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>	PROGETTO IV0H	LOTTO 02	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO FA0400 001	REV. A

### 3.1.2 Magrone

Per la realizzazione dei cassettoni si prevede l'utilizzo di calcestruzzo avente classe di resistenza C12/15 ( $R_{ck} \geq 15 \text{ N/mm}^2$ ), che presenta le seguenti caratteristiche:

- Resistenza Caratteristica a Compressione (Cilindrica)  $\rightarrow f_{ck} = 0,83 \times R_{ck} = 12 \text{ N/mm}^2$
- Classe di Esposizione  $\rightarrow X0$  (condizione ambientale ordinaria)
- Resistenza Media a Compressione  $\rightarrow f_{cm} = f_{ck} + 8 = 20 \text{ N/mm}^2$
- Modulo Elastico  $\rightarrow E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0,3} = 27.085 \text{ N/mm}^2$
- Coefficiente di Sicurezza  $\rightarrow \gamma_c = 1,5$
- Resistenza di Calcolo a Compressione  $\rightarrow f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 6,80 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a Trazione Media  $\rightarrow f_{ctm} = 0,30 \times f_{ck}^{2/3} = 1,57 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a Trazione  $\rightarrow f_{ctk} = 0,7 \times f_{ctm} = 1,10 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a Trazione di Calcolo  $\rightarrow f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 0,73 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a Compressione (Comb. Rara)  $\rightarrow \sigma_c = 0,55 \times f_{ck} = 6,60 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a Compressione (Comb. Quasi Permanente)  $\rightarrow \sigma_c = 0,40 \times f_{ck} = 4,80 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza  $\rightarrow f_{bk} = 2,25 \eta_1 \eta_2 f_{ctk} = 2,48 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza tangenziale di aderenza di calcolo  $\rightarrow f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c = 1,65 \text{ N/mm}^2$
- Deformazione Ultima a Rottura  $\rightarrow \epsilon_{cu} = 0,0035$

### 3.2 Acciaio da c.a.

Barre B450C

- Tensione di snervamento caratteristica  $\rightarrow f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$
- Tensione caratteristica a rottura  $\rightarrow f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$
- Fattore di sicurezza acciaio  $\rightarrow \gamma_s = 1,15$
- Resistenza a trazione di calcolo  $\rightarrow f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a Trazione (Comb. Rara)  $\rightarrow \sigma_s = 0,75 \times f_{yk} = 337,5 \text{ N/mm}^2$
- Modulo Elastico  $\rightarrow E_a = 210.000 \text{ N/mm}^2$
- Deformazione di Snervamento di Progetto  $\rightarrow \epsilon_{yd} = 0,0019$
- Densità  $\rightarrow \rho = 7.850 \text{ kg/m}^3$

	<b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>ALLACCI MODULI ABITATIVI</b> <b>BASAMENTI BOX MODULI ABITATIVI</b>					
	<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>	PROGETTO IV0H	LOTTO 02	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO FA0400 001	REV. A

#### 4 DESCRIZIONE DELL'OPERA

Nell'ambito degli interventi di adeguamento e di potenziamento dell'impianto in zona industriale di Vado Ligure è prevista la realizzazione di due unità abitative monoblocco: una ad uso locali ufficio, l'altra ad uso spogliatoio.

Il monoblocco ad uso locali ufficio presenta dimensioni in pianta di 6,08 m x 2,42 m ed è caratterizzato da un'altezza pari a 2,58 m rispetto alla quota di estradosso di fondazione.

L'opera risulta caratterizzata da pannelli sandwich, di spessore variabile da 0,03 a 0,04 m, costituenti le pareti del monoblocco stesso e la copertura piana; inoltre sono presenti da profili in acciaio perimetrali e dei traversi in omega zincati componenti la base della struttura prefabbricata.

Il monoblocco ad uso spogliatoio con wc e doccia presenta dimensioni in pianta di 5,58 m x 2,42 m ed è caratterizzato da un'altezza pari a 2,88 m rispetto alla quota di estradosso di fondazione.

Tale opera presenta i medesimi materiali e caratteristiche tecniche degli elementi costituenti l'unità locali ufficio (pareti, copertura, basamento e infissi). L'opera, inoltre, presenta un impianto idrosanitario necessario per il locale wc.

Entrambe le opere poggiano su fondazioni di tipo dirette, di dimensioni rispettivamente 8 m x 4,40 m e 7,60 m x 4,40 m, caratterizzata da una platea di spessore di 0,3 m.

Di seguito si riportano delle immagini di piante e sezioni dei monoblocchi con relativi basamenti.



**Figura 4.1** – Prospetto monoblocco ad uso locali ufficio



 <b>ITALFERR</b> <small>GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</small>	<b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>ALLACCI MODULI ABITATIVI</b> <b>BASAMENTI BOX MODULI ABITATIVI</b>					
	<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>	PROGETTO IV0H	LOTTO 02	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO FA0400 001	REV. A

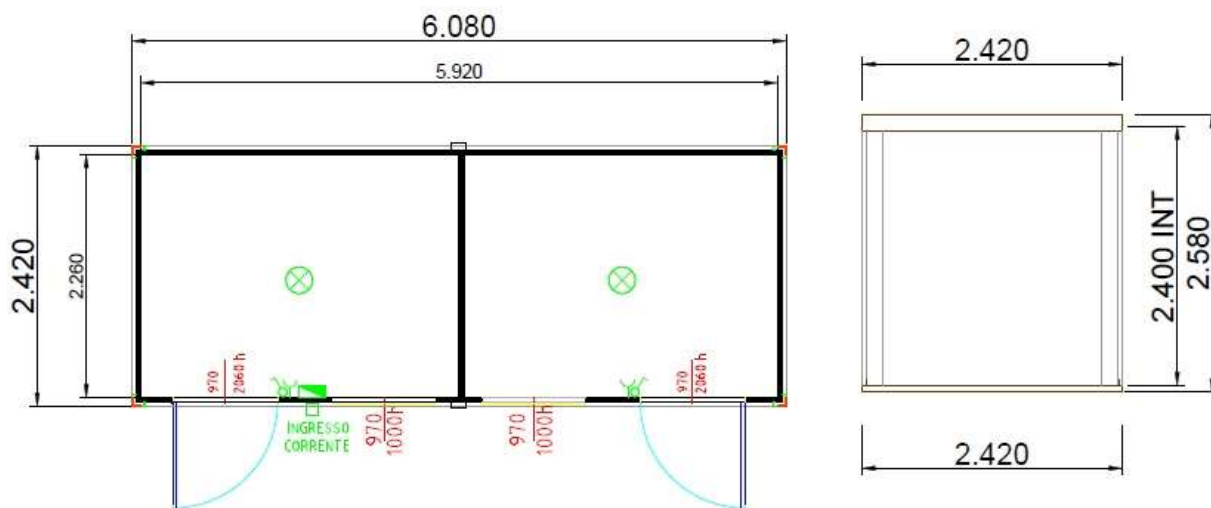


Figura 4.2 - Pianta e sezione monoblocco ad uso locali ufficio

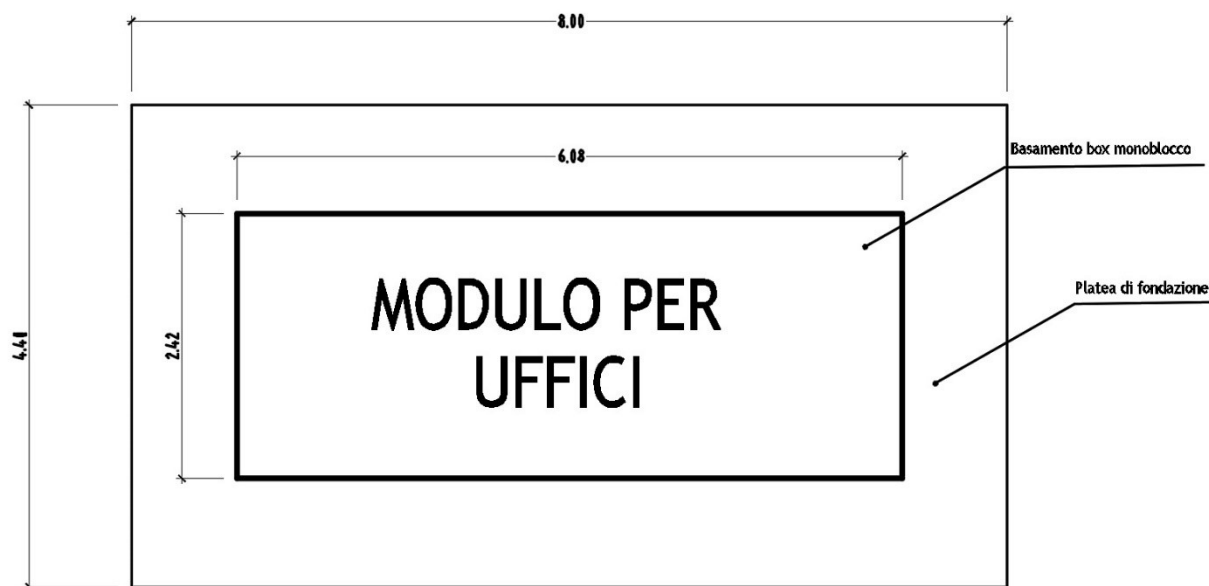


Figura 4.3 – Basamento monoblocco ad uso locali ufficio

	<b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>ALLACCI MODULI ABITATIVI</b> <b>BASAMENTI BOX MODULI ABITATIVI</b>					
	<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>	PROGETTO IV0H	LOTTO 02	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO FA0400 001	REV. A



Figura 4.4 – Prospetto monoblocco ad uso spogliatoio + wc

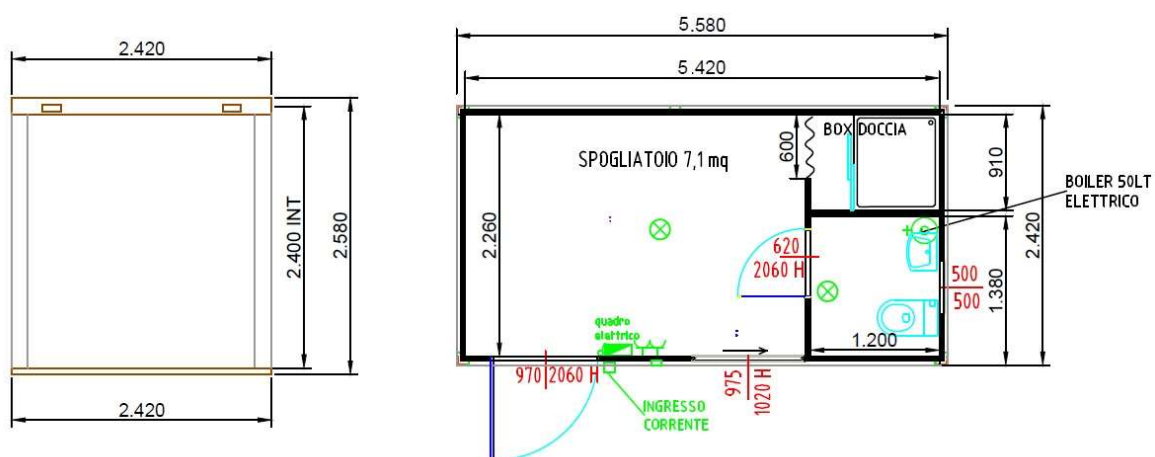


Figura 4.5 – Pianta e sezione monoblocco ad uso spogliatoio + wc

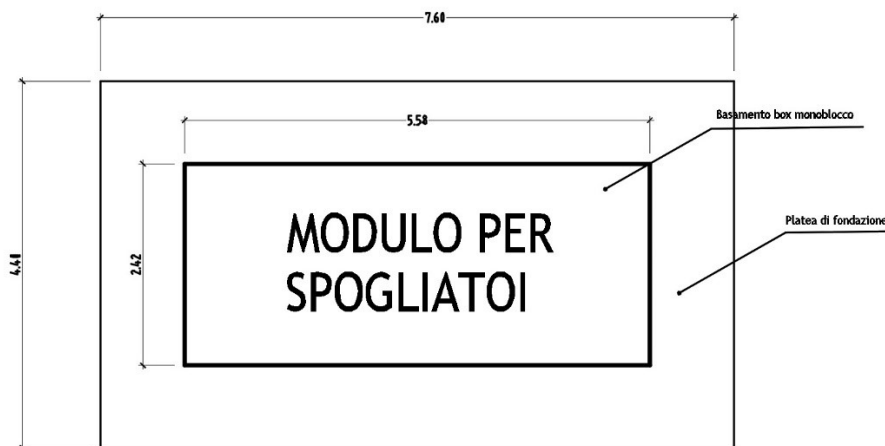


Figura 4.6 – Pianta basamento monoblocco ad uso spogliatoio + wc

	<b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>ALLACCI MODULI ABITATIVI</b> <b>BASAMENTI BOX MODULI ABITATIVI</b>					
	<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>	PROGETTO IV0H	LOTTO 02	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO FA0400 001	REV. A

## 5 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

In accordo con le analisi geotecniche effettuate nell'area oggetto di intervento si riportano i parametri geotecnici di progetto dei terreni interessati:

Modello geotecnico: indagine di rif. 53, DH-53												
Unità	Descrizione	z iniziale (m da p.c.)	z finale (m da p.c.)	spessore (m)	Peso di volume (kN/m <sup>3</sup> )	Densità relativa (%)	Angolo di resistenza al taglio $\phi'$ (°)	$c'$ (kPa)	Cu (kPa)	Modulo elastico E <sub>op</sub> (MPa)	Modulo non drenato E <sub>u</sub> (MPa)	K media (m/s)
R	Riporto antropico	0	1.5	1.5	18	-	-	-	-	-	-	-
UG-b	Sabbia con ghiaia, talvolta limosa da sciolta a poco addensata	1.5	12	10.5	19	30-40	28-30	-	-	10-20	-	1.68E-06
UG-f	Limo sabbioso debolmente argilloso, talora ghiaioso consistente	12	15	3	19	-	28-30	0	80 - 100	20-30	60 - 80	-
UG-b	Sabbia con ghiaia, talvolta limosa da sciolta a poco addensata	15	18	3	19	30-40	28-30	-	-	10-20	-	-
UG-c	Alternanza di ghiaia con sabbia limosa e limo con sabbia addensata	18	30	12	18	40-50	32	-	-	20-40	-	-

Il valore di falda è stato rilevato a -4.3m dal p.c.

Figura 5.1 - Modello geotecnico ai fini dell'analisi di progetto

La fondazione dell'opera si trova poggiante in uno strato di riporto, poggiante su uno strato di sabbia con ghiaia, talvolta limosa, poco addensata, caratterizzato dalle proprietà presenti nella tabella soprariportate dove:

$c'$	Coesione efficace;
$\phi'$	Angolo di attrito interno efficace;
$\gamma_d$	Peso dell'unità di volume;
$E_{vc}$	Modulo di elasticità.

Dalle indagini geotecniche, inoltre, come si evidenzia all'interno della relazione geotecnica di riferimento, è stata desunta una quota di falda ad una profondità di 4,3 m dal p.c.; pertanto, viste le dimensioni dell'opera in esame, si è ritenuto opportuno trascurarla nell'analisi in quanto non interessi l'opera stessa.

Ai fini della definizione della categoria sismica del sottosuolo, nei pressi dell'opera è stata eseguita una prova MASW dalla quale è stata estrapolata una velocità  $V_s$  tale da ricondurre il terreno ad una categoria stratigrafica di tipo C.

	<p><b>PROGETTO DEFINITIVO</b></p> <p><b>ALLACCI MODULI ABITATIVI</b></p> <p><b>BASAMENTI BOX MODULI ABITATIVI</b></p>												
<p><b>RELAZIONE DI CALCOLO</b></p>	<table border="1"> <thead> <tr> <th>PROGETTO</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>IV0H</td> <td>02</td> <td>D 26 CL</td> <td>FA0400 001</td> <td>A</td> <td>12 DI 52</td> </tr> </tbody> </table>	PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	IV0H	02	D 26 CL	FA0400 001	A	12 DI 52
PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
IV0H	02	D 26 CL	FA0400 001	A	12 DI 52								

## 6 MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

L'analisi della struttura è condotta con il software di calcolo Midas Gen 2021 (v3.1), di Midas Information Technology Co. Ltd, seguendo quanto specificato dalle NTC 2018 al § 7.2.6.



**Figura 6.1** - Info e licenza software

Le unità di misura adottate sono le seguenti:

- lunghezze: [m]
- forze: [kN]
- temperature: gradi centigradi [C°]

Convenzione assi:

- x: asse longitudinale (maggiore) della fondazione;
- y: asse trasversale (minore) della fondazione;
- z: asse verticale della fondazione.

La geometria del modello ricalca la linea baricentrica del basamento costituente l'opera.

Per individuare le sollecitazioni che interessano gli elementi della struttura oggetto di esame viene realizzato un modello tridimensionale discretizzato con elementi bidimensionali tipo shell, poggiate su suolo elastico la cui rigidità, determinata a partire dal modulo elastico del terreno sottostante, è stata assunta pari a  $k_v = 5000 \text{ kN/m}^3$  in direzione verticale e  $k_h = 2500 \text{ kN/m}^3$  in direzione orizzontale.

Ai fini dell'analisi, come precedentemente accennato nella descrizione delle opere, e meglio specificato al capitolo 7 della seguente relazione, alla luce di una similitudine in termini di carichi, tipologia strutturale e schema statico si sceglie di analizzare e dimensionare l'opera con geometria più gravosa, estendendo poi i risultati anche all'altro monoblocco.

Le caratteristiche elastiche delle singole molle sono state calcolate attraverso la formulazione di Vogt di seguito riportata:

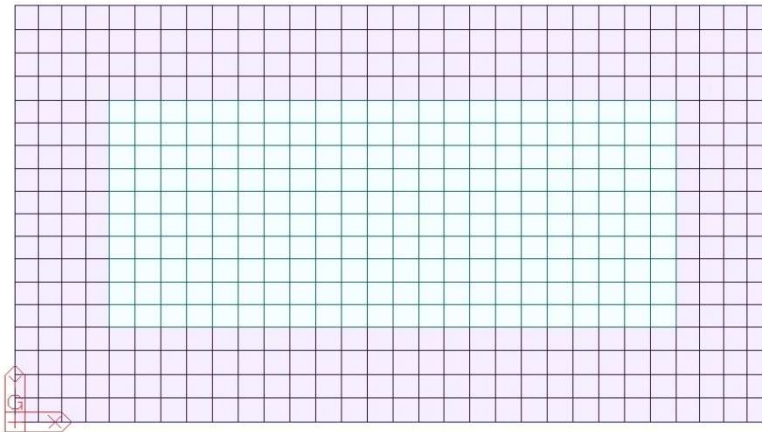
$$k_s = \frac{1,33 \cdot E}{\sqrt[3]{b_t^2 \cdot b_l}}$$

**Formulazione di Vogt**


**Costante di sottofondo**

E	20	MPa	Modulo elastico del terreno
b <sub>t</sub>	4,4	m	Dimensione trasversale dell'opera
b <sub>l</sub>	8	m	Dimensione longitudinale dell'opera
k <sub>s</sub>	4953,2	kN/m <sup>3</sup>	Costante di sottofondo

Segue il modello:



**Figura 6.2** – Vista in pianta del modello strutturale

	<b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>ALLACCI MODULI ABITATIVI</b> <b>BASAMENTI BOX MODULI ABITATIVI</b>					
	<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>	PROGETTO IV0H	LOTTO 02	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO FA0400 001	REV. A

## 7 ANALISI DEI CARICHI

Il calcolo strutturale oggetto d'esame è svolto con riferimento alla località di Vado Ligure, pertanto, i dati di riferimento utilizzati, quali azioni ambientali, caratterizzazione sismica del sito e parametrizzazione geotecnica del sottosuolo, sono stati definiti in modo da considerare le azioni più gravose fra quelle possibili nel sito in oggetto.



**Figura 7.1** - Inquadramento geografico dell'area di studio

Come prescritto dalle NTC 2018, sono state considerate agenti sulla struttura diverse condizioni di carico elementari, combinate tra loro in modo da determinare gli effetti più sfavorevoli ai fini delle verifiche dei singoli elementi strutturali. Il valore dei carichi gravanti, uguali per entrambe le opere monoblocco, sono stati forniti dal cliente.

Per il calcolo delle sollecitazioni sugli elementi strutturali è stato utilizzato il programma di calcolo Midas Gen.

### 7.1 Peso Proprio degli Elementi Strutturali $G_1$

Il peso dell'elemento strutturale modellato (platea di fondazione) viene calcolato automaticamente dal programma di calcolo utilizzato, assumendo  $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$ .

	<b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>ALLACCI MODULI ABITATIVI</b> <b>BASAMENTI BOX MODULI ABITATIVI</b>					
	<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>	PROGETTO IV0H	LOTTO 02	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO FA0400 001	REV. A

## 7.2 Carichi Permanenti Non Strutturali $G_2$

Sono considerati carichi permanenti non strutturali i carichi presenti sulla costruzione durante il suo normale esercizio, quali quelli relativi a tamponature esterne, divisori interni, massetti, isolamenti, pavimenti e rivestimenti del piano di calpestio, intonaci, controsoffitti, impianti ed altro, ancorché in qualche caso sia necessario considerare situazioni transitorie in cui essi non siano presenti.

Nel caso in esame, trattando il basamento di un monoblocco prefabbricato, i carichi permanenti non strutturali sono quelli relativi all'intera struttura del box, compresa di tamponatura, finiture interne ed infissi.

### PESO PROPRIO ELEMENTI NON STRUTTURALI $G_2$

Box monoblocchi	1,50 kN/m <sup>2</sup>
-----------------	------------------------

## 7.3 Sovraccarichi $Q_k$

### 7.3.1 Carico di esercizio

Si considera i carichi afferenti ad una destinazione d'uso di uffici (Cat. B, Tab.3.1.II):

B: Uffici: scale comuni, balconi e ballatoi (3.1.4-NTC2018)	4 kN/m <sup>2</sup>
---	---------------------


### 7.3.2 Variazione termica

Congruentemente a quanto prescritto al paragrafo 3.5.5 delle NTC2018, nel caso in cui la temperatura non costituisca azione fondamentale per la sicurezza o per l'efficienza funzionale della struttura è consentito tenere conto, per gli edifici, della sola componente  $\Delta T_u$  ricavandola direttamente dalla Tab. 3.5.II delle NTC2018 di seguito riportata:

**Tabella 3.5.II** – Valori di  $\Delta T_u$  per gli edifici

Tipo di struttura	$\Delta T_u$
Strutture in c.a. e c.a.p. esposte	$\pm 15$ °C
Strutture in c.a. e c.a.p. protette	$\pm 10$ °C
Strutture in acciaio esposte	$\pm 25$ °C
Strutture in acciaio protette	$\pm 15$ °C

Per costruzioni in cemento armato protette il valore di  $\Delta T_u$  può essere assunto pari a  $\pm 10$ °C. Per quelle esposte, pari a  $\pm 15$ °C. Nel caso in esempio gli elementi in c.a. si considerano protette.

	<b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>ALLACCI MODULI ABITATIVI</b> <b>BASAMENTI BOX MODULI ABITATIVI</b>					
<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>	PROGETTO IV0H	LOTTO 02	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO FA0400 001	REV. A	FOGLIO 16 DI 52

### 7.3.3 Azioni Eccezionali – Urti da Traffico Ferroviario

Secondo quanto riportato dalle NTC 2018 al § 3.6.3.4, all’occorrenza di un deragliamento può verificarsi il rischio di collisione fra i veicoli deragliati e le strutture adiacenti la ferrovia. Queste ultime dovranno essere progettate in modo da resistere alle azioni conseguenti ad una tale evenienza.

Dette azioni devono determinarsi sulla base di una specifica analisi di rischio, tenendo conto della presenza di eventuali elementi protettivi o sacrificali (respingenti) ovvero di condizioni di impianto che possano ridurre il rischio di accadimento dell’evento (marciapiedi, controrotaie, ecc.).


In mancanza di specifiche analisi di rischio possono assumersi le seguenti azioni statiche equivalenti, in funzione della distanza  $d$  degli elementi esposti dall’asse del binario:

- per  $d \leq 5$  m:
  - 4000 kN in direzione parallela alla direzione di marcia dei convogli ferroviari;
  - 1500 kN in direzione perpendicolare alla direzione di marcia dei convogli ferroviari;
- per  $5 \text{ m} < d \leq 15$  m:
  - 2000 kN in direzione parallela alla direzione di marcia dei convogli ferroviari;
  - 750 kN in direzione perpendicolare alla direzione di marcia dei convogli ferroviari;
- per  $d > 15$  m pari a zero in entrambe le direzioni.

Queste forze devono essere applicate a 1,80 m dal piano del ferro e non devono essere considerate agenti simultaneamente.

Nel caso in esame, l’edificio si trova a una distanza inferiore a 15 m dall’asse binario più vicino; tuttavia, secondo le disposizioni contenute nel Manuale di Progettazione delle Opere Civili (RFI DTC SI MA IFS 001 E, Parte II, Sezione 3, § 3.12.3.5), trattandosi di opere lungo linea ove non è normalmente prevista la presenza di persone, non è necessario adottare azioni mitigative e pertanto, nel dimensionamento degli elementi strutturali, viene trascurato il contributo dell’azione in oggetto.



	<b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>ALLACCI MODULI ABITATIVI</b> <b>BASAMENTI BOX MODULI ABITATIVI</b>					
	<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>	PROGETTO IV0H	LOTTO 02	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO FA0400 001	REV. A

#### 7.4 Azione Sismica

Per il calcolo dell'azione sismica si utilizza il metodo dell'analisi pseudostatica in cui l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico  $k$ . Le forze sismiche sono pertanto le seguenti:

Forza sismica orizzontale:  $F_h = k_h \times W$

Forza sismica verticale:  $F_v = k_v \times W$

Il valore dei coefficienti sismici orizzontali e verticali possono essere valutati mediante le seguenti espressioni:

$$k_h = a_{\max}/g$$

$$k_v = 0,5 \times k_h$$

Risulta pertanto necessaria la determinazione degli spettri di risposta di progetto la cui definizione avviene mediante l'utilizzo del software-free SPETTRI NTC (v 1.0.3), scaricato dal sito del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici [www.cslp.it](http://www.cslp.it), il quale fornisce gli spettri di risposta di riferimento per la verifica ai diversi stati limite, determinati congruentemente a quanto prescritto dalla norma.


Per fornire gli spettri richiesti è necessario l'inserimento di alcuni parametri caratteristici della struttura in esame e del sito in cui si trova. In particolare, oltre alle coordinate geografiche, è necessario specificare la Vita Nominale  $V_N$  della struttura e il suo Coefficiente d'Uso  $C_U$ , al fine di poter calcolare il periodo di riferimento dell'azione sismica  $V_R = V_N \cdot C_U$

Per la definizione della **Vita Nominale** da assegnare ad ogni singola opera facente parte di un'infrastruttura ferroviaria si rimanda alla Tabella 2.5.1.1.1-1 *Vita Nominale delle infrastrutture ferroviarie* contenuta nel Manuale di Progettazione delle Opere Civili **RFI DTC SI PS MA IFS 001 E** e di seguito riportata:

TIPO DI COSTRUZIONE <sup>(1)</sup>	Vita Nominale $V_N$ [Anni] <sup>(1)</sup>
OPERE NUOVE SU INFRASTRUTTURE FERROVIARIE PROGETTATE CON LE NORME VIGENTI PRIMA DEL DM 14/01/2008 A VELOCITÀ CONVENZIONALE ( $V < 250$ Km/h)	50
ALTRE OPERE NUOVE A VELOCITÀ $V < 250$ Km/h	75
ALTRE OPERE NUOVE A VELOCITÀ $V \geq 250$ km/h	100
OPERE DI GRANDI DIMENSIONI: PONTI E VIADOTTI CON CAMPATE DI LUCE MAGGIORE DI 150 m	$\geq 100$ <sup>(2)</sup>
(1) – La stessa $V_N$ si applica anche ad apparecchi di appoggio, coprigiunti e impermeabilizzazione delle stesse opere.	
(2) - Da definirsi per il singolo progetto a cura di FERROVIE.	

Tab. 2.5.1.1.1-1 – Vita nominale delle infrastrutture ferroviarie

Figura 7.2 - RFI DTC SI PS MA IFS 001 E - Tabella 2.5.1.1.1-1 Vita Nominale delle infrastrutture ferroviarie

	<b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>ALLACCI MODULI ABITATIVI</b> <b>BASAMENTI BOX MODULI ABITATIVI</b>					
	<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>	PROGETTO IV0H	LOTTO 02	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO FA0400 001	REV. A

L'oggetto della presente relazione rientra nell'ambito di "altre opere nuove a velocità  $v < 250$  km/h", dunque le strutture di progetto avranno vita nominale  $V_N = 50$  anni.

Il valore del Coefficiente d'Uso  $C_U$  varia in relazione alla **Classe d'Uso** dell'edificio, come riportato nella Tabella 2.4.II delle NTC 2018. Le NTC 2018 prevedono quattro diverse Classi d'Uso.

Per la struttura in esame si fa riferimento alla **Classe II** "Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.", alla quale corrisponde un Coefficiente d'Uso  $C_U = 1,0$ .

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso  $C_U$

<b>CLASSE D'USO</b>	I	II	III	IV
<b>COEFFICIENTE <math>C_U</math></b>	0,7	1,0	1,5	2,0

Figura 7.3 – NTC 2018, Coefficiente d'Uso degli edifici

Si ottiene dunque un valore del Periodo di Riferimento per l'azione sismica pari a:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 1 = 50 \text{ anni}$$

È inoltre necessario precisare la **Categoria di Sottosuolo** e la **Categoria Topografica** cui appartiene il sito in esame. Tali informazioni sono reperibili nella relazione geotecnica che prescrive l'assunzione di una Categoria di Sottosuolo C e una Categoria Topografica  $T_1$ .

Quanto ai parametri di amplificazione locale si considera:

$$S_s = 1,5$$

$$S_t = 1,00$$

L'accelerazione massima orizzontale al sito  $a_{s,max}$  è calcolata come il prodotto dell'accelerazione al substrato  $a_g$  e dei fattori di amplificazione  $S_s$  e  $S_t$ .

Si ottiene pertanto:

$$a_{s,max(SLV)} = a_g(SLV) \times S_s \times S_t = 0,057 \text{ g} \times 1,5 \times 1,00 = 0,086 \text{ g}$$

da cui ne deriva:

$$k_h = a_{max}/g = 0,086$$

$$k_v = 0,5 \times k_h = 0,043$$

Gli effetti dell'azione sismica verranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali dove, nello specifico, per i carichi di esercizio si assumerà un  $\psi_{21} = 0,3$ .

Di seguito si riportano gli spettri di risposta oggetto della progettazione:

**Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato SLV**

**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0,057 g
$F_a$	2,610
$T_c$	0,307 s
$S_s$	1,500
$C_c$	1,551
$S_T$	1,000
$q$	0,800

**Parametri dipendenti**

$S$	1,500
$\eta$	1,250
$T_B$	0,158 s
$T_C$	0,475 s
$T_D$	1,829 s

**Espressioni dei parametri dipendenti**

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0,55; \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_c / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_c \cdot T_c \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

**Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)**

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

$$T_B \leq T < T_C \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

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

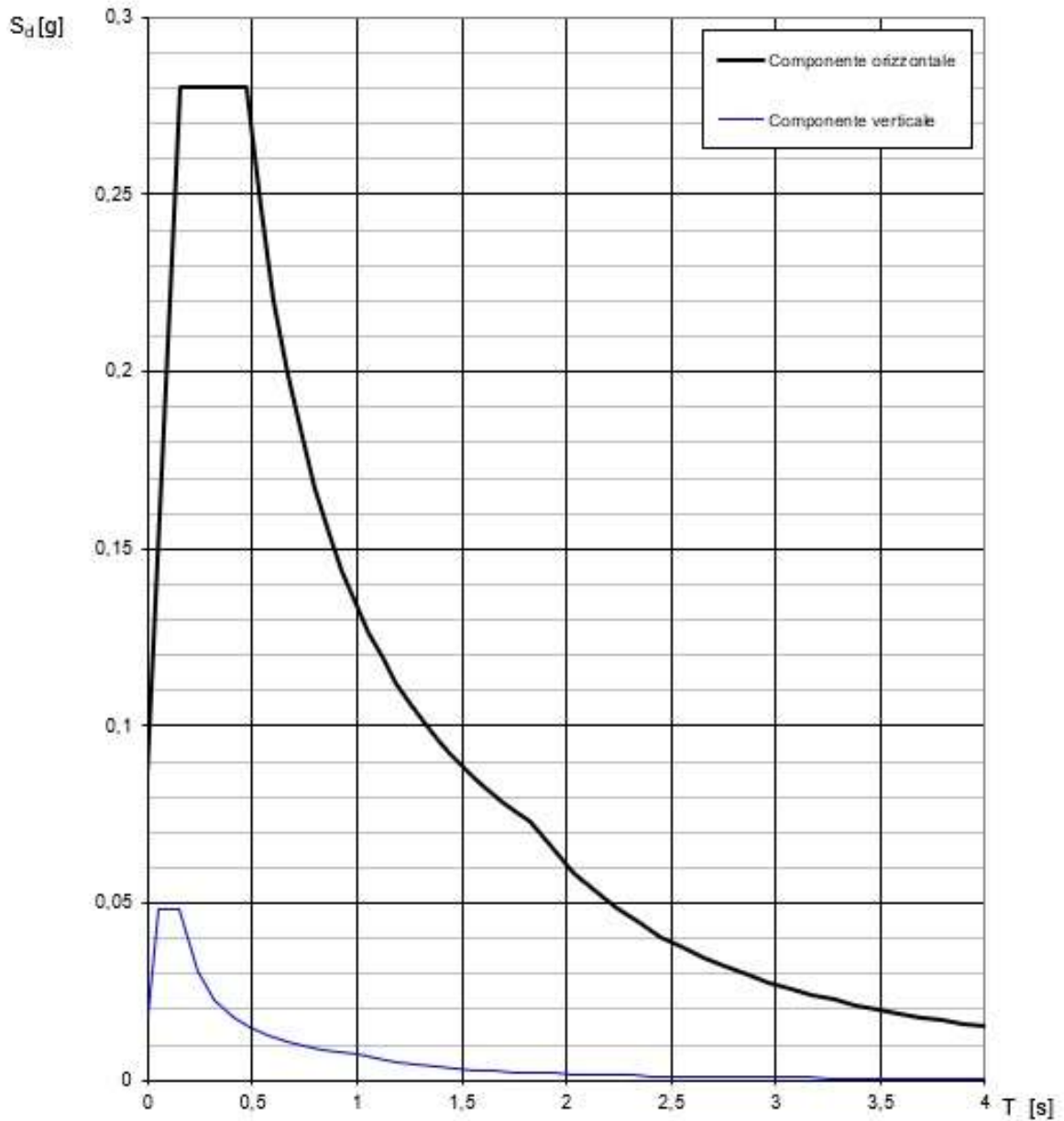
Lo spettro di progetto  $S_d(T)$  per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico  $S_c(T)$  sostituendo  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

**Punti dello spettro di risposta**

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,086
$T_B$	0,158	0,280
$T_C$	0,475	0,280
	0,540	0,247
	0,604	0,220
	0,669	0,199
	0,733	0,182
	0,798	0,167
	0,862	0,155
	0,927	0,144
	0,991	0,134
	1,056	0,126
	1,120	0,119
	1,184	0,112
	1,249	0,107
	1,313	0,101
	1,378	0,097
	1,442	0,092
	1,507	0,088
	1,571	0,085
	1,636	0,081
	1,700	0,078
	1,765	0,075
$T_D$	1,829	0,073
	1,932	0,065
	2,036	0,059
	2,139	0,053
	2,243	0,048
	2,346	0,044
	2,449	0,041
	2,553	0,037
	2,656	0,035
	2,759	0,032
	2,863	0,030
	2,966	0,028
	3,070	0,026
	3,173	0,024
	3,276	0,023
	3,380	0,021
	3,483	0,020
	3,586	0,019
	3,690	0,018
	3,793	0,017
	3,897	0,016
	4,000	0,015

Figura 7.4 – Parametri spettro di risposta orizzontale allo SLV

**Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato li SLV**



**Figura 7.5** – Spettri di risposta orizzontali e verticali allo SLV

	<b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>ALLACCI MODULI ABITATIVI</b> <b>BASAMENTI BOX MODULI ABITATIVI</b>					
	<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>	PROGETTO <b>IV0H</b>	LOTTO <b>02</b>	CODIFICA <b>D 26 CL</b>	DOCUMENTO <b>FA0400 001</b>	REV. <b>A</b>

#### 7.4.1 Forze sismiche agenti sulla struttura

Combinazione sismica:  $G_1 + G_2 + \psi_{21} \times Qk_1$

Dalle indicazioni precedentemente riportate, considerando uno spessore della fondazione di 0,30 m, si ottiene un peso di soletta pari a 7,5 kN/m, pertanto si avrà:

Massa associata al peso proprio:  $G_1 = 7,5 \text{ kN/m}^2$

Massa associata al carico permanente:  $G_2 = 1,5 \text{ kN/m}^2$

Azione accidentale:  $Q_k = 4 \text{ kN/m}^2$

Distinguendo la parte di superficie di fondazione caricata e non caricata si ottiene:

#### Sisma H

Forza orizzontale sulla platea di fondazione:

$$F'_h = (G_1 + G_2 + \psi_{21} \times Qk_1) \times k_h$$

$$F'_h = (7,5 + 0 + 0) \times 0,086 = 0,64 \text{ kN/m}^2$$

$$F'_h = (7,5 + 1,5 + 0,3 \times 4) \times 0,086 = 0,87 \text{ kN/m}^2$$

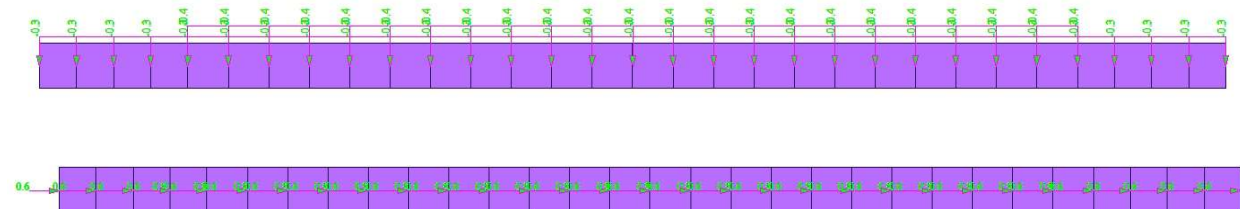
#### SismaV

Forza verticale sulla platea di fondazione:

$$F'_v = (G_1 + G_2 + \psi_{21} \times Qk_1) \times k_v$$

$$F'_v = (7,5 + 0 + 0) \times 0,043 = 0,32 \text{ kN/m}^2$$

$$F'_v = (7,5 + 1,5 + 0,3 \times 4) \times 0,043 = 0,44 \text{ kN/m}^2$$



**Figura 7.6** - Forze sismiche agenti sulla struttura

Visto il limitato valore delle forze sismiche agenti sulla struttura si ritiene opportuno trascurare il contributo sismico all'interno dell'analisi, considerando esclusivamente come azioni dimensionanti quelle più cautelative derivanti dall'analisi statica.

	<b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>ALLACCI MODULI ABITATIVI</b> <b>BASAMENTI BOX MODULI ABITATIVI</b>					
	<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>	PROGETTO IV0H	LOTTO 02	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO FA0400 001	REV. A

## 8 COMBINAZIONI DI CARICO

Per le verifiche nei confronti dei diversi stati limite si adottano le combinazioni delle azioni tratte dal § 2.5.3 NTC 2018:

- Combinazione fondamentale SLU:  
 $\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3}..$
- Combinazione caratteristica (rara):  
 $G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$
- Combinazione frequente:  
 $G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$
- Combinazione quasi permanente:  
 $G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$
- Combinazione sismica:  
 $E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$

Gli effetti dei carichi verticali dovuti alla presenza dei convogli vengono sempre combinati con altre azioni derivanti dal traffico ferroviario, adottando i coefficienti presenti alla Tabella 5.2.IV delle NTC 2018.

Tab. 5.2.IV -Valutazione dei carichi da traffico

TIPO DI CARICO	Azioni verticali		Azioni orizzontali			Commenti
	Carico verticale (1)	Treno scarico	Frenatura e avviamento	Centrifuga	Serpeggio	
Gruppo 1 (2)	1,0	-	0,5 (0,0)	1,0 (0,0)	1,0 (0,0)	massima azione verticale e laterale
Gruppo 2 (2)	-	1,0	0,0	1,0 (0,0)	1,0 (0,0)	stabilità laterale
Gruppo 3 (2)	1,0 (0,5)	-	1,0	0,5 (0,0)	0,5 (0,0)	massima azione longitudinale
Gruppo 4	0,8 (0,6;0,4)	-	0,8 (0,6;0,4)	0,8 (0,6;0,4)	0,8 (0,6;0,4)	Fessurazione

Figura 8.1 - Tabella di valutazione dei carichi da traffico

In particolare, per ogni gruppo di carico viene individuata un'azione dominante che verrà considerata per intero, per le altre azioni vengono definiti diversi coefficienti di combinazione. Ogni gruppo massimizza una particolare condizione alla quale la struttura dovrà essere verificata.

	<b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>ALLACCI MODULI ABITATIVI</b> <b>BASAMENTI BOX MODULI ABITATIVI</b>				
	<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>	PROGETTO IV0H	LOTTO 02	CODIFICA DOCUMENTO D 26 CL FA0400 001	REV. A

Tab. 5.2.V - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

Coefficiente			EQU <sup>(1)</sup>	A1	A2
Azioni permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali <sup>(2)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Ballast <sup>(3)</sup>	favorevoli	$\gamma_B$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico <sup>(4)</sup>	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25
Azioni variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Precompressione	favorevole	$\gamma_P$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 <sup>(5)</sup>	1,00 <sup>(6)</sup>	1,00
Ritiro, viscosità e cedimenti non imposti appositamente	favorevole	$\gamma_{Ced}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole		1,20	1,20	1,00

Figura 8.2 - Tabella coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

Tab. 5.2.VI - Coefficienti di combinazione  $\Psi$  delle azioni

Azioni		$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Azioni singole	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
da traffico	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
Gruppi di carico	$g_{r1}$	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(3)</sup>	0,0
	$g_{r2}$	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(3)</sup>	-
	$g_{r3}$	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(3)</sup>	0,0
	$g_{r4}$	1,00	1,00 <sup>(3)</sup>	0,0
Azioni del vento	$F_{Wk}$	0,60	0,50	0,0
Azioni da neve	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	$T_k$	0,60	0,60	0,50

Figura 8.3 - Tabella coefficienti di combinazione delle azioni

Per i diversi stati limite considerati si ottiene quindi:

Combinazioni statiche:

**Combinazioni statiche: SLU**

	G1 - DEAD	G2 - Box	Qk - Sovraccarico di esercizio	Qk - Temperatura
SLU_1	1,3	1,5	1,5	0,9
SLU_2	1,3	1,5	1,5	-0,9
SLU_3	1,3	1,5	1,05	1,5
SLU_4	1,3	1,5	1,05	-1,5

**Combinazioni statiche: SLE\_Rara**

	G1 - DEAD	G2 - Box	Qk - Sovraccarico di esercizio	Qk - Temperatura
SLE_R_1	1	1	1	0,6
SLE_R_2	1	1	1	-0,6
SLE_R_3	1	1	0,7	1
SLE_R_4	1	1	0,7	-1


**Combinazioni statiche: SLE\_F**

	G1 - DEAD	G2 - Box	Qk - Sovraccarico di esercizio	Qk - Temperatura
SLE_F_1	1	1	0,5	0
SLE_F_2	1	1	-0,5	0
SLE_F_3	1	1	0,3	0,5
SLE_F_4	1	1	0,3	-0,5

**Combinazioni statiche: SLE\_QP**

	G1 - DEAD	G2 - Box	Qk - Sovraccarico di esercizio	Qk - Temperatura
SLE_F_1	1	1	0,3	0
SLE_F_2	1	1	0,3	0
SLE_F_3	1	1	0,3	0
SLE_F_4	1	1	0,3	0



	<b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>ALLACCI MODULI ABITATIVI</b> <b>BASAMENTI BOX MODULI ABITATIVI</b>					
	<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>	PROGETTO IV0H	LOTTO 02	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO FA0400 001	REV. A

## 9 CRITERI DI VERIFICA

Le verifiche di sicurezza sono state effettuate sulla base dei criteri definiti nelle vigenti norme tecniche - "Norme tecniche per le costruzioni" - NTC2018 -, tenendo inoltre conto delle integrazioni riportate nel "Manuale di progettazione delle opere civili" - MdP.

In particolare vengono effettuate le verifiche agli stati limite di esercizio ed allo stato limite ultimo. Le combinazioni di carico considerate ai fini delle verifiche sono quelle indicate nei precedenti paragrafi.

Si espongono di seguito i criteri di verifica adottati per le verifiche degli elementi strutturali.

### 9.1 Verifiche agli stati limite di esercizio

#### 9.1.1 Verifica a fessurazione

Le verifiche a fessurazione sono eseguite adottando i criteri definiti nel paragrafo 4.1.2.2.4.5 del NTC2018, tenendo inoltre conto delle ulteriori prescrizioni riportate nel "Manuale di progettazione delle opere civili".

Con riferimento alle classi di esposizione delle varie parti della struttura (si veda il paragrafo relativo alle caratteristiche dei materiali impiegati), alle corrispondenti condizioni ambientali ed alla sensibilità delle armature alla corrosione (armature sensibili per gli acciai da precompresso; poco sensibili per gli acciai ordinari), si individua lo stato limite di fessurazione per assicurare la funzionalità e la durata delle strutture, in accordo con le norme NTC2018:

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

Tabella 1: Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione - Tabella 4.1.IV del NTC2018


Nella Tabella sopra riportata,  $w_1=0.2\text{mm}$ ,  $w_2=0.3\text{mm}$ ;  $w_3=0.4\text{mm}$ .

Più restrittivi risultano i limiti di apertura delle fessure riportati nel "Manuale di progettazione delle opere civili". L'apertura convenzionale delle fessure, calcolata con la combinazione caratteristica (rara) per gli SLE, deve risultare:

- $\delta_f \leq w_1$  per strutture in condizioni ambientali aggressive e molto aggressive, così come identificate nel par. 4.1.2.2.4.2 del DM 17.01.2018, per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per le zone non ispezionabili di tutte le strutture;
- $\delta_f \leq w_2$  per strutture in condizioni ambientali ordinarie secondo il citato paragrafo del DM 17.01.2018.

Si assume per tutti gli elementi strutturali a contatto con il terreno:

- Stato limite di fessurazione:  $w_d \leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$  - combinazione di carico rara

	<b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>ALLACCI MODULI ABITATIVI</b> <b>BASAMENTI BOX MODULI ABITATIVI</b>					
	<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>	PROGETTO IV0H	LOTTO 02	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO FA0400 001	REV. A

Per gli altri elementi strutturali, in condizioni ambientali ordinarie:

- *Stato limite di fessurazione:  $w_d \leq w_2 = 0.3 \text{ mm}$  - combinazione di carico rara*

In accordo con la vigente normativa, il valore di calcolo di apertura delle fessure  $w_d$  è dato da:

$$w_d = 1,7 w_m$$

dove  $w_m$  rappresenta l'ampiezza media delle fessure calcolata come prodotto della deformazione media delle barre d'armatura  $\varepsilon_{sm}$  per la distanza media tra le fessure  $\Delta_{sm}$ :

$$w_m = \varepsilon_{sm} \Delta_{sm}$$

Per il calcolo di  $\varepsilon_{sm}$  e  $\Delta_{sm}$  vanno utilizzati i criteri consolidati riportati nella letteratura tecnica.

### 9.1.2 Verifica delle tensioni in esercizio

Valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni caratteristica e quasi permanente delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature; si verifica che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti, di seguito riportati.

Le prescrizioni riportate di seguito fanno riferimento al MdP:

La massima tensione di compressione del calcestruzzo  $\sigma_c$ , deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_c < 0,55 f_{ck} \text{ per combinazione caratteristica (rara)}$$

$$\sigma_c < 0,40 f_{ck} \text{ per combinazione quasi permanente.}$$

Per l'acciaio ordinario, la tensione massima  $\sigma_s$  per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_s < 0,75 f_{yk}$$

dove  $f_{yk}$  per armatura ordinaria è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio.


## 9.2 Verifiche agli stati limite ultimi

### 9.2.1 Sollecitazioni flettenti

La verifica di resistenza (SLU) è stata condotta attraverso il calcolo dei domini di interazione N-M, ovvero il luogo dei punti rappresentativi di sollecitazioni che portano in crisi la sezione di verifica secondo i criteri di resistenza da normativa.

Nel calcolo dei domini sono state mantenute le consuete ipotesi, tra cui:

- conservazione delle sezioni piane;
- legame costitutivo del calcestruzzo parabola-rettangolo non reagente a trazione, con plateaux ad una deformazione pari a 0.002 e a rottura pari a 0.0035 ( $\sigma_{max} = 0.85 \times 0.83 \times R_{ck} / 1.5$ );

	<b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>ALLACCI MODULI ABITATIVI</b> <b>BASAMENTI BOX MODULI ABITATIVI</b>					
<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>	PROGETTO IV0H	LOTTO 02	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO FA0400 001	REV. A	FOGLIO 27 DI 52

- legame costitutivo dell'armatura d'acciaio elastico-perfettamente plastico con deformazione limite di rottura a 0.01 ( $\sigma_{\max} = f_{yk} / 1.15$ )

### 9.2.2 Sollecitazioni taglianti

La resistenza a taglio  $V_{Rd}$  di elementi sprovvisti di specifica armatura è stata calcolata sulla base della resistenza a trazione del calcestruzzo.

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con:

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

con:

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{\min} = 0,035k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

e dove:

$d$  è l'altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \times d)$  è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ( $\leq 0,02$ );

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

$b_w$  è la larghezza minima della sezione (in mm).

La resistenza a taglio  $V_{Rd}$  di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati. L'inclinazione  $\theta$  dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$1 \leq \text{ctg } \theta \leq 2.5$$

La verifica di resistenza (SLU) si pone con:

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

dove  $V_{Ed}$  è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio trazione" è stata calcolata con:

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

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio compressione" è stata calcolata con:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta)$$

La resistenza al taglio della trave è la minore delle due sopra definite:



**PROGETTO DEFINITIVO**  
**ALLACCI MODULI ABITATIVI**  
**BASAMENTI BOX MODULI ABITATIVI**

**RELAZIONE DI CALCOLO**

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV0H	02	D 26 CL	FA0400 001	A	28 DI 52

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

In cui:

- d è l'altezza utile della sezione;
- $b_w$  è la larghezza minima della sezione;
- $\sigma_{cp}$  è la tensione media di compressione della sezione;
- $A_{sw}$  è l'area dell'armatura trasversale;
- S è l'interasse tra due armature trasversali consecutive;
- $\theta$  è l'angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;
- $f_{cd}$  è la resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ( $f_{cd}=0.5f_{cd}$ );
- $\alpha$  è un coefficiente maggiorativo, pari ad 1 per membrature non compresse.

## 10 SOLLECITAZIONI

### 10.1 Orientamento assi locali elementi shell

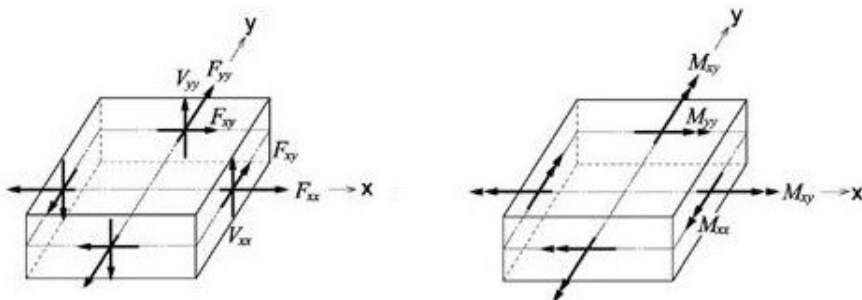
Con il termine shell si riferisce un elemento in cui due dimensioni ( $x,y$ ) risultano prevalenti rispetto alla terza ( $z$ ). Tale elemento è costituito da una superficie media cui è associato uno spessore  $t$ , funzione dei punti della superficie stessa.

Le lastre, come noto da teoria, possono essere soggette a due sistemi di carico:

- Carichi nel piano (membranali): carichi costituiti da forze distribuite ad unità di superficie che agiscono parallelamente al piano  $x-y$ , costati lungo la direzione  $z$ ;
- Carichi fuori dal piano (flessionali): carichi costituiti da forze distribuite ad unità di superficie che agiscono ortogonalmente al piano  $x-y$  e, nel caso più generale, da momenti distribuiti ad unità di superficie di tipo flettente.

Nel caso delle lastre, analogamente a quanto ben noto delle travi, risulta conveniente operare con le sollecitazioni risultanti piuttosto che con le tensioni. In particolare, tali risultanti sono le forze ed i momenti ad unità di lunghezza agenti sulle normali che si ottengono integrando rispetto allo spessore  $t$  della piastra rispettivamente le tensioni ed i prodotti delle tensioni per le distanze del baricentro della normale.

Di seguito si riporta la convenzione delle sollecitazioni adottate.



Parametri della sollecitazione	
<b>Fxx</b>	Sforzo Assiale per unità di lunghezza nella direzione locale $x$ dell'elemento
<b>Fyy</b>	Sforzo Assiale per unità di lunghezza nella direzione locale $y$ dell'elemento
<b>Fxy</b>	Sforzo di Taglio per unità di lunghezza nella direzione locale $x-y$ dell'elemento
<b>Mxx</b>	Momento Flettente per unità di lunghezza nella direzione locale $x$ dell'elemento
<b>Myy</b>	Momento Flettente per unità di lunghezza nella direzione locale $y$ dell'elemento
<b>Mxy</b>	Momento Torcente per unità di lunghezza rispetto al piano $x-y$ dell'elemento
<b>Vxx</b>	Forza di Taglio per unità di lunghezza nello spessore lungo il piano $y-z$ dell'elemento
<b>Vyy</b>	Forza di Taglio per unità di lunghezza nello spessore lungo il piano $x-z$ dell'elemento

Figura 10.1 - Convenzione parametri della sollecitazione

	<b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>ALLACCI MODULI ABITATIVI</b> <b>BASAMENTI BOX MODULI ABITATIVI</b>					
	<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>	PROGETTO IV0H	LOTTO 02	CODIFICA DOCUMENTO D 26 CL FA0400 001	REV. A	FOGLIO 30 DI 52

I parametri della sollecitazione sulla struttura sono dunque funzione della posizione degli elementi e, nello specifico, dell'orientamento degli assi locali degli stessi.

Al fine di facilitare la lettura dei risultati si riporta la rappresentazione degli assi locali per gli elementi dell'intera struttura dov'è possibile notare come gli assi locali dell'elemento coincidono con quelli globali del modello.

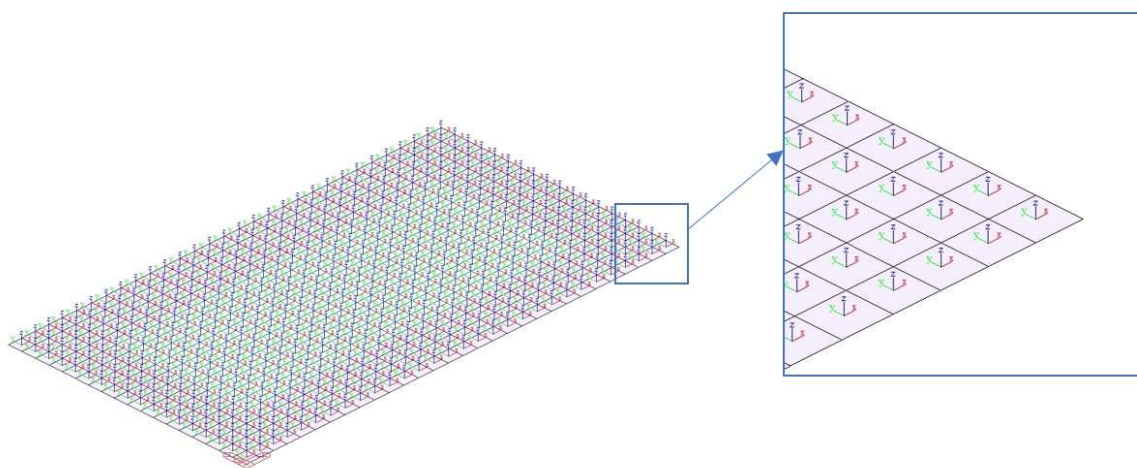


Figura 10.2 - Assi locali elementi shell platea di fondazione

Di seguito si riportano alcune immagini che illustrano la distribuzione delle sollecitazioni negli elementi della struttura corrispondente ai diversi involuipi per le diverse combinazioni di carico considerate.

## 10.2 Sollecitazioni platea di fondazione

### 10.2.1 Combinazione SLU

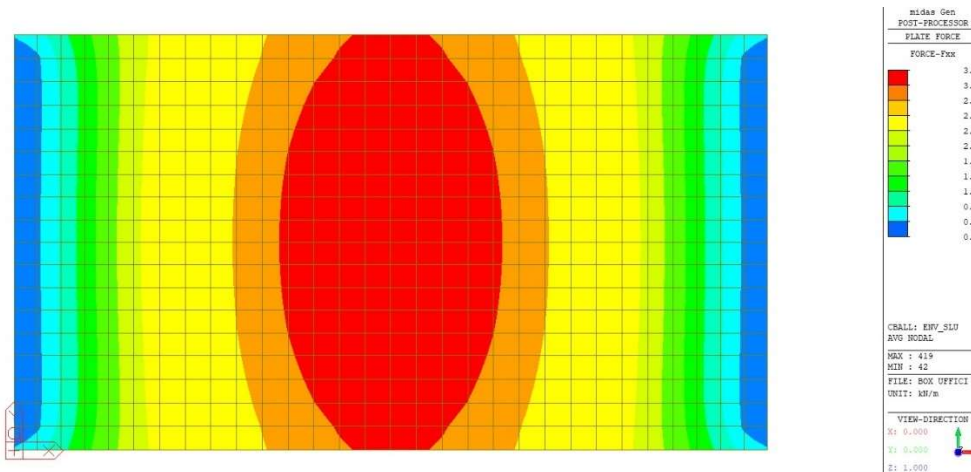
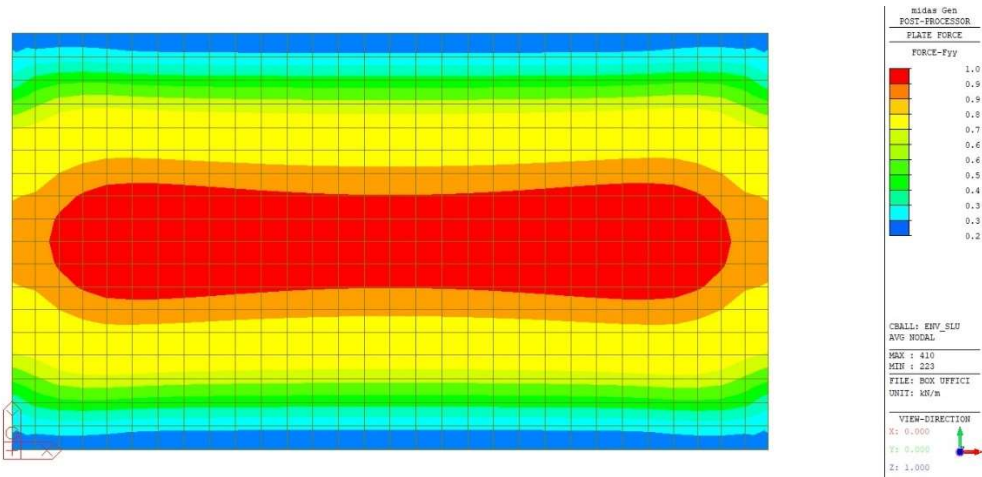
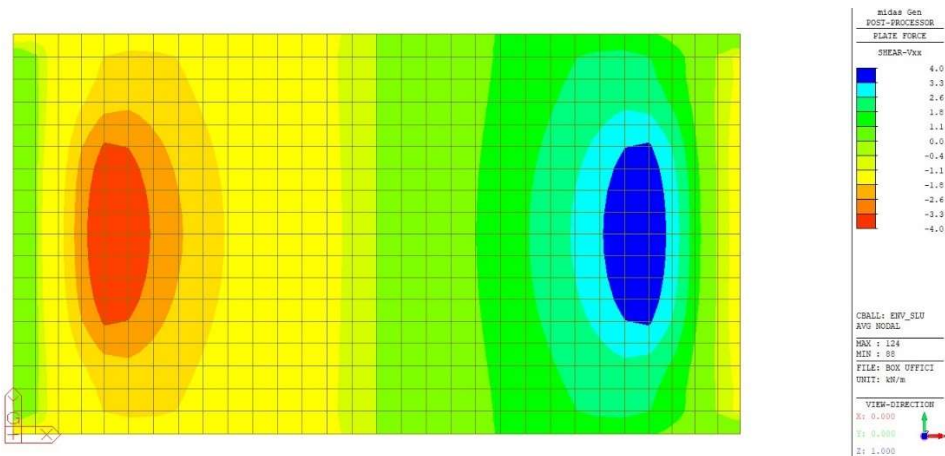


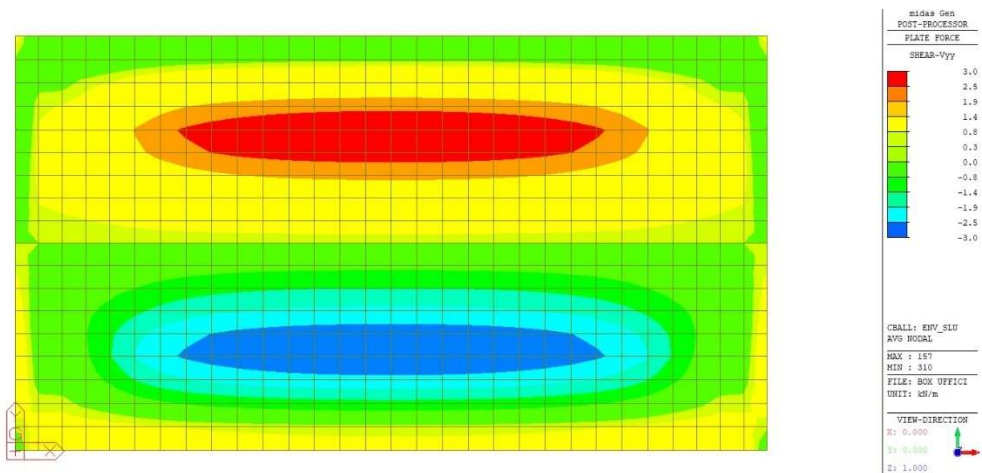
Figura 10.3 - Combinazione SLU – Involuppo valori di Sforzo Normale Fxx



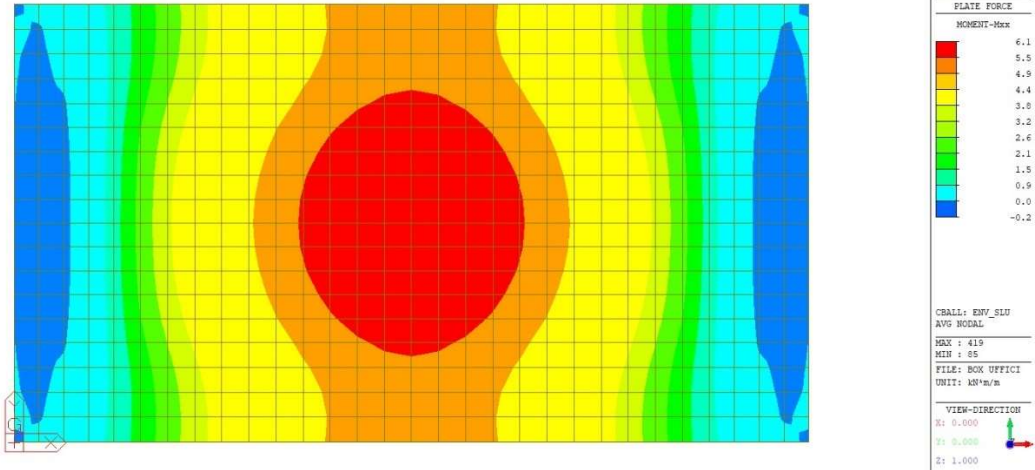
**Figura 10.4** - Combinazione SLU – Inviluppo valori di Sforzo Normale Fyy



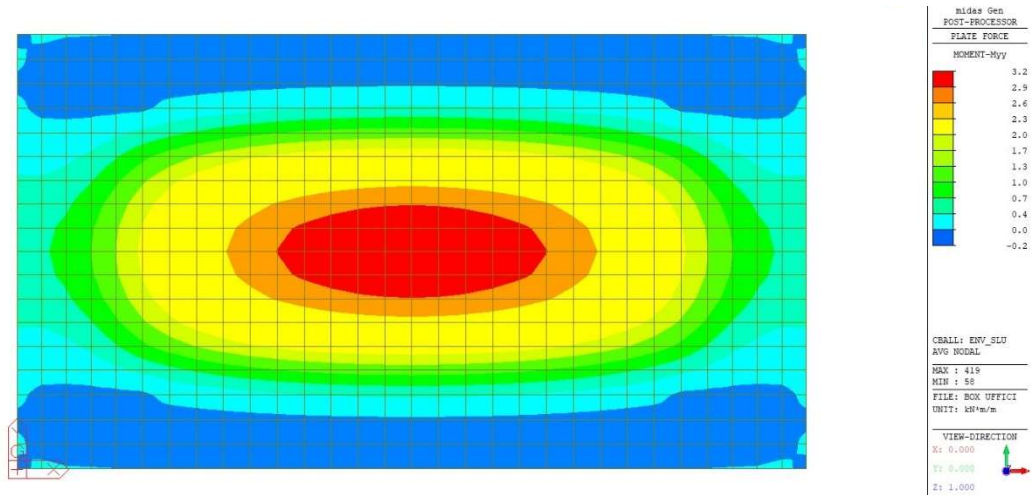
**Figura 10.5** - Combinazione SLU – Inviluppo valori di Sforzo di Taglio Vxx



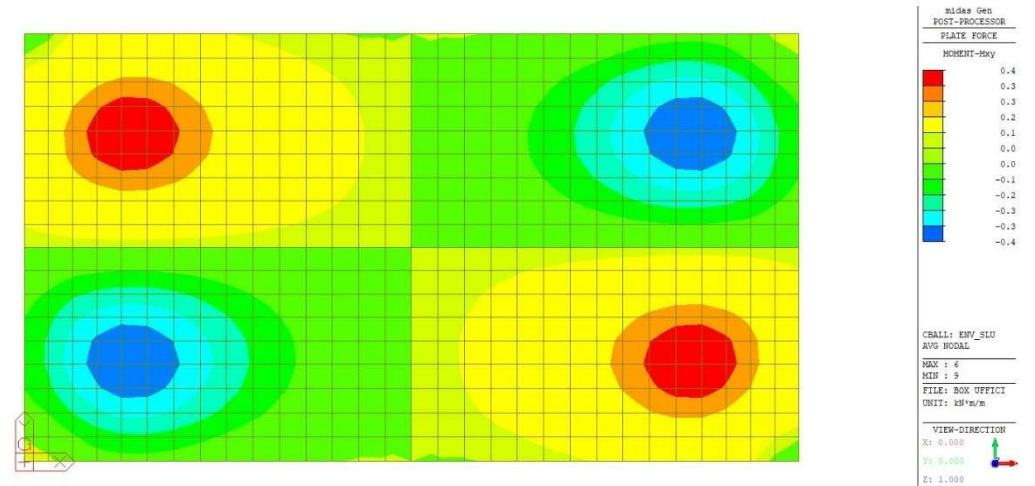
**Figura 10.6** - Combinazione SLU – Inviluppo valori di Sforzo di Taglio Vyy



**Figura 10.7 - Combinazione SLU – Inviluppo valori di Momento Flettente Mxx**



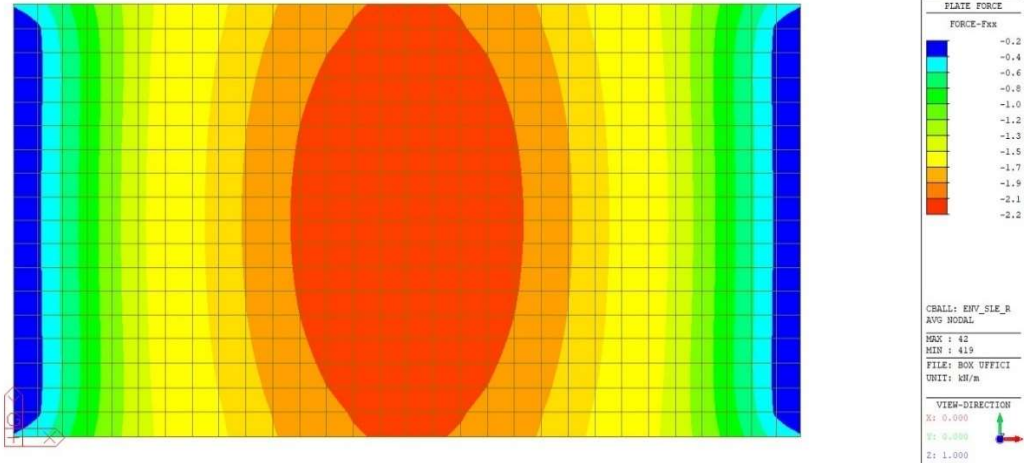
**Figura 10.8 - Combinazione SLU – Inviluppo valori di Momento Flettente Myy**



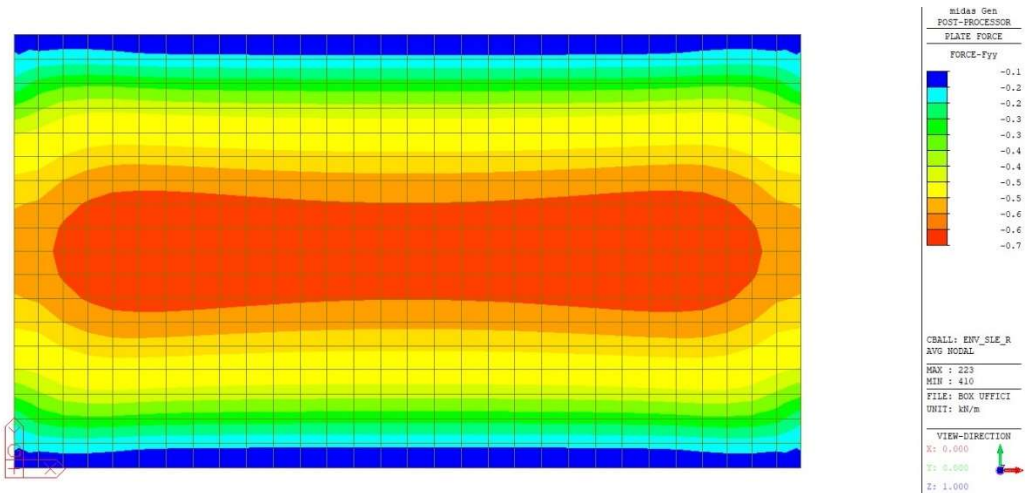
**Figura 10.9 - Combinazione SLU – Inviluppo valori di Momento Torcente Mxy**



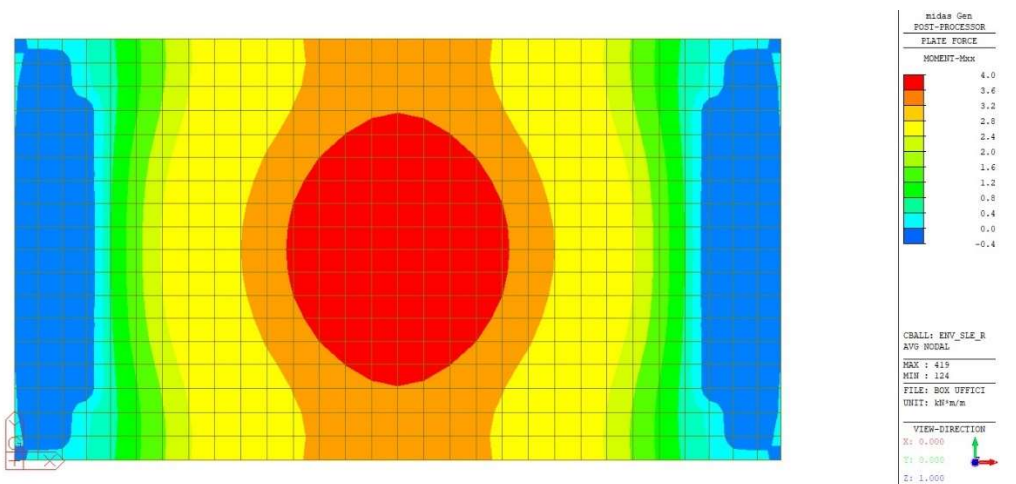
10.2.2 *Combinazione SLE Rara*



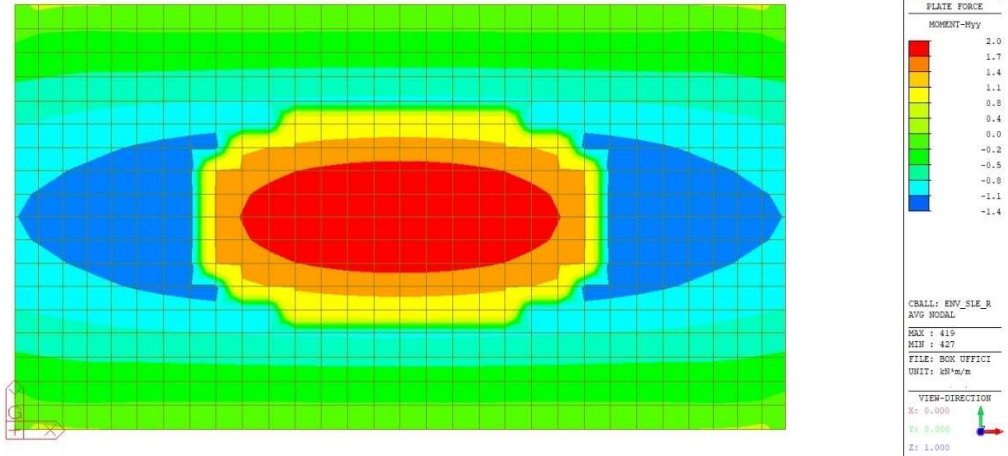
**Figura 10.10** - Combinazione SLE Rara – Involuppo valori di Sforzo Normale Fxx



**Figura 10.11** - Combinazione SLE Rara – Involuppo valori di Sforzo Normale Fyy

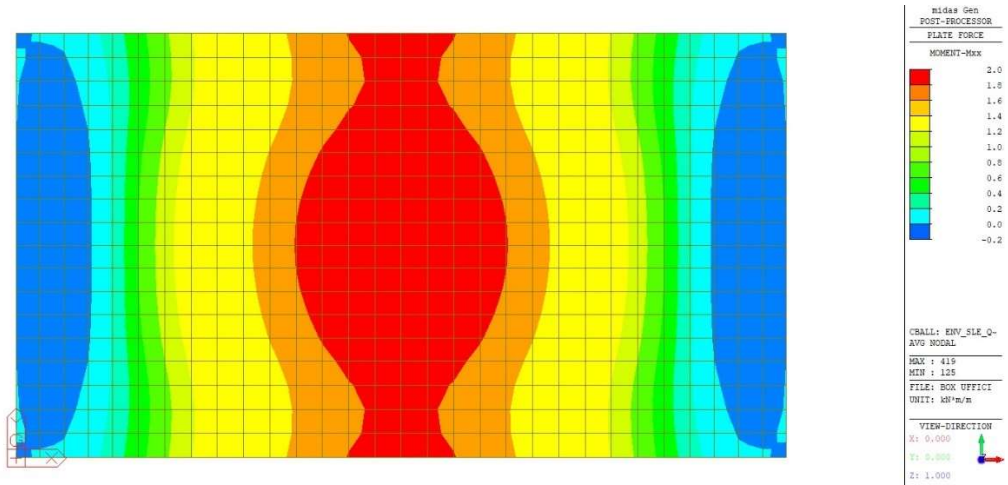


**Figura 10.12** - Combinazione SLE Rara – Involuppo valori di Momento Flettente Mxx

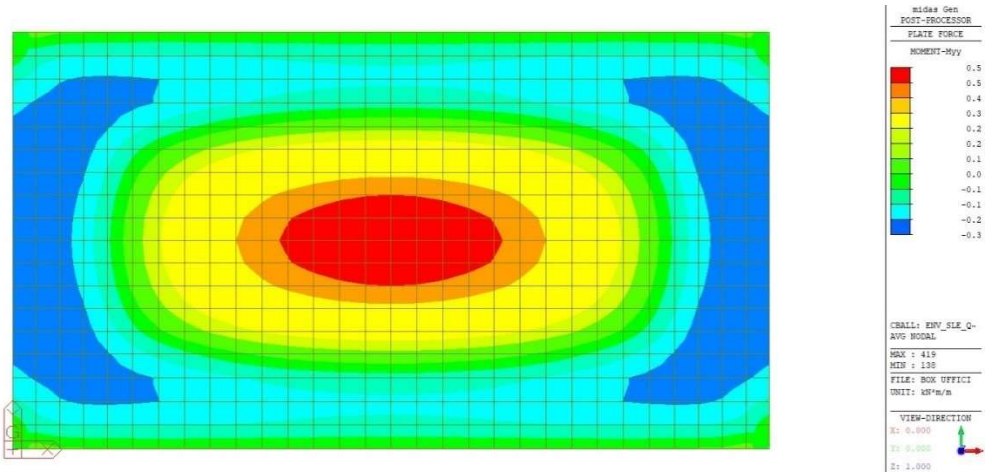


**Figura 10.13** - Combinazione SLE Rara – Involuppo valori di Momento Flettente Myy

### 10.2.3 Combinazione SLE Quasi Permanente



**Figura 10.14** - Combinazione SLE Quasi Permanente – Involuppo valori di Momento Flettente Mxx



**Figura 10.15** – Combinazione SLE Quasi Permanente – Involuppo valori di Momento Flettente Myy



**PROGETTO DEFINITIVO**  
**ALLACCI MODULI ABITATIVI**  
**BASAMENTI BOX MODULI ABITATIVI**

**RELAZIONE DI CALCOLO**

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV0H	02	D 26 CL	FA0400 001	A	35 DI 52

## 11 VERIFICHE STRUTTURALI

Come riportato dalle immagini di output del modello è possibile notare come i valori massimi di sollecitazione flettente  $M_{xx}$ ,  $M_{yy}$  si trovino in corrispondenza del centro della platea di fondazione, derivanti dai carichi della sovrastruttura, a differenza dei valori di sollecitazione torcente  $M_{xy}$  e taglianti  $T_{xx}$ ,  $T_{yy}$  che si trovano in adiacenza del perimetro della stessa.

Il calcolo delle sollecitazioni di progetto agenti viene effettuato attraverso il metodo di Wood-Armer, ovvero un metodo di calcolo semplificato nella progettazione di piastre che nel dimensionamento dell'armatura utilizza i momenti flettenti nelle due direzioni incrementati in valore assoluto del valore del momento torsionale. Nel caso in esame, vista la limitata entità dell'azione torcente, si ritiene opportuno trascurare tale aliquota considerando, in maniera cautelativa, le sollecitazioni massime presenti al centro della piastra di fondazione.

I valori massimi di progetto vengono mediati, spalmati su un'unità di lunghezza.

Le sollecitazioni di progetto sono:

SLU TOT			
$M_{xx}$ max	<b>6,1</b> kNm/m	$M_{yy}$ max	<b>3,2</b> kNm/m
$M_{xx}$ min	<b>-0,2</b> kNm/m	$M_{yy}$ min	<b>-0,2</b> kNm/m

SLE Rara TOT			
$M_{xx}$ max	<b>4</b> kNm/m	$M_{yy}$ max	<b>2</b> kNm/m
$M_{xx}$ min	<b>-0,4</b> kNm/m	$M_{yy}$ min	<b>-1,4</b> kNm/m

SLE Quasi Permanente TOT			
$M_{xx}$ max	<b>2</b> kNm/m	$M_{yy}$ max	<b>0,5</b> kNm/m
$M_{xx}$ min	<b>-0,2</b> kNm/m	$M_{yy}$ min	<b>-0,3</b> kNm/m

SLU TOT			
$V_{xx}$ max	<b>4</b> kNm/m	$V_{yy}$ max	<b>3</b> kNm/m
$V_{xx}$ min	<b>-4</b> kNm/m	$V_{yy}$ min	<b>-3</b> kNm/m

$V_{xx}$ max	<b>4</b> kNm/m	$V_{yy}$ max	<b>3</b> kNm/m
--------------	----------------	--------------	----------------

### 11.1.1 Verifica SLU a Flessione

La domanda a flessione è quella ottenuta dall'analisi globale della struttura per le combinazioni di carico analizzate e riportate al capitolo 8 della seguente relazione.

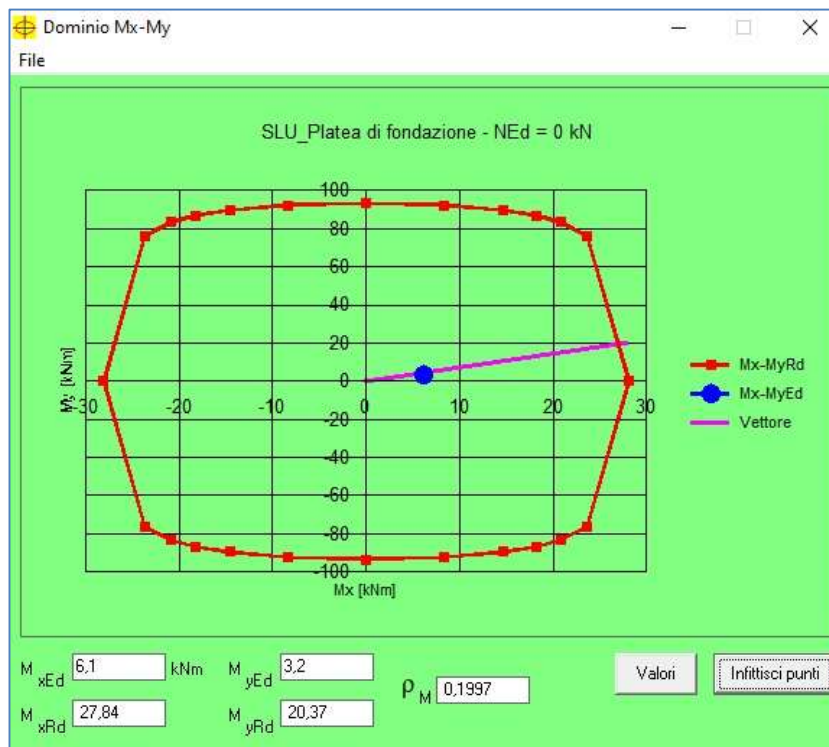
La capacità a flessione dev'essere valutata come indicato al paragrafo 4.1.2.3.4 delle NTC18 e riportate al capitolo 9 della seguente relazione dove la verifica di resistenza a flessione nei confronti delle sollecitazioni determinate dall'analisi globale condotta sulla struttura si conduce controllando la seguente disuguaglianza:  $M_{Ed} \leq M_{Rd}$ .

Nello specifico, nel caso in esame, considerando l'azione di massimo momento positivo:

$$A_{s_{min}} = \frac{M_{max}}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{6,1 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 253 \cdot 391,3} = 68,5 \text{ mm}^2/m$$


Si decide quindi, cautelativamente, ipotizzando di predisporre armatura simmetrica, di inserire armatura composta da **1+1  $\phi$  8/20** ( **$5\phi 8/m = 251,3 \text{ mm}^2/m$** ).

Il calcolo del momento resistente si è svolto mediante l'utilizzo del software VCASlu che ha validato il risultato analitico considerando le caratteristiche meccaniche precedentemente descritte. L'analisi è stata condotta trascurando, a favore di sicurezza, il contributo dello sforzo normale



**Figura 11.1** – Dominio di resistenza a flessione – Momento Flettente SLU - FS = 5

**La verifica a flessione risulta soddisfatta con un fattore di sicurezza pari a 5.**

	<b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>ALLACCI MODULI ABITATIVI</b> <b>BASAMENTI BOX MODULI ABITATIVI</b>					
	<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>	PROGETTO IV0H	LOTTO 02	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO FA0400 001	REV. A

### 11.1.2 Verifica SLU a Taglio

Secondo quanto specificato dalla normativa, la verifica di resistenza a taglio nei confronti delle sollecitazioni determinate dall'analisi globale condotta sulla struttura si conduce controllando la seguente disuguaglianza:  $V_{Ed} \leq V_{Rd}$ .

Nel caso in esame:

#### • Caratteristiche della sezione

$b_w = 1000$	mm larghezza	$f_{yk} = 355$	MPa	resist. caratteristica
$h = 300$	mm altezza	$\gamma_s = 1,50$		coeff. sicurezza
$c = 47$	mm copriferro	$f_{yd} = 236,7$	MPa	resist. di calcolo
$f_{ck} = 25$	MPa resist. caratteristica	Armatura longitudinale tesa:		
$\gamma_c = 1,50$	coeff. sicurezza	$A_{sl,1} = 5$	$\emptyset 8$	$= 2,51 \text{ cm}^2$
$\alpha_{cc} = 1,00$	coeff. riduttivo	$A_{sl,2} = 0$	$\emptyset 0$	$= 0,00 \text{ cm}^2$
$d = 253$	mm altezza utile	$A_{sl,3} = 0$	$\emptyset 0$	$= 0,00 \text{ cm}^2$
$f_{cd} = 16,67$	MPa resist. di calcolo			$2,51 \text{ cm}^2$

#### • Sollecitazioni (compressione < 0, trazione > 0, taglio in valore assoluto)

$$N_{Ed} = 0,0 \text{ kN} \quad V_{Ed} = 4,0 \text{ kN}$$

#### • Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2 \quad k = 1,889 < 2$$

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \quad v_{min} = 0,454$$

$$\rho_1 = A_{sl}/(b_w \times d) < 0,02 \quad \rho_1 = 0,001 < 0,02$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0,2 f_{cd} \quad \sigma_{cp} = 0,00 \text{ MPa} < 0,2 f_{cd}$$


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

$$V_{Rd} = 77,7 \text{ kN}; \quad (\text{con } (v_{min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 115,0 \text{ kN})$$

$$V_{Rd} = 115,0 \text{ kN} \quad \text{assunto pari alla resistenza minima}$$

la sezione è verificata in assenza di armature per il taglio

**La sezione risulta verificata in assenza di apposita armatura a taglio con un fattore di sicurezza pari a 29; affidando così il contributo resistente alla sola sezione di calcestruzzo mediante elementi secondari. Non si prevede di inserire un'armatura specifica.**

	<b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>ALLACCI MODULI ABITATIVI</b> <b>BASAMENTI BOX MODULI ABITATIVI</b>					
	<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>	PROGETTO IV0H	LOTTO 02	CODIFICA DOCUMENTO D 26 CL FA0400 001	REV. A	FOGLIO 38 DI 52

### 11.1.3 Verifica SLE – Tensione

Si riportano di seguito le verifiche effettuate per il controllo della tensione agli stati limite di esercizio definiti nelle NTC18 e nel MdP.

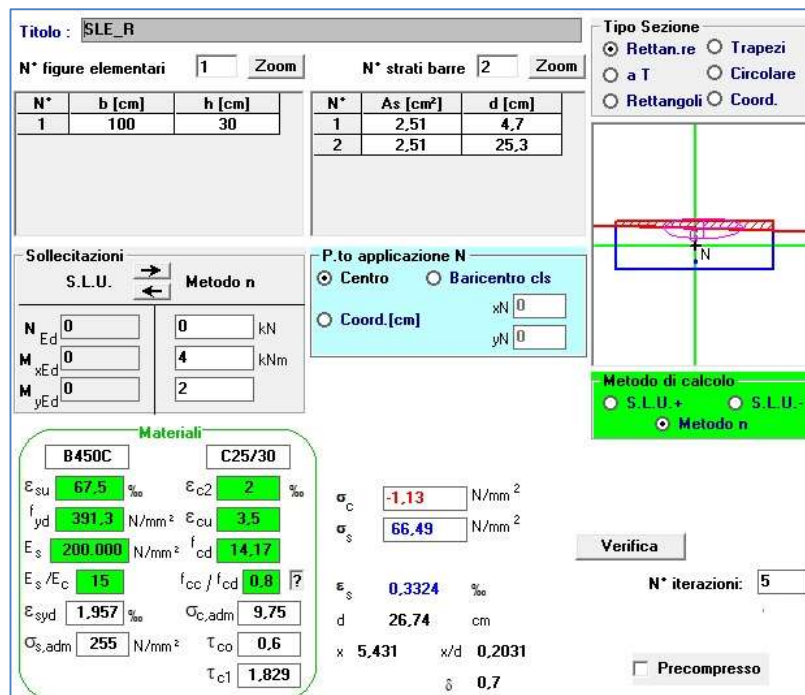
#### Combinazione Rara

- Calcestruzzo Compresso →  $\sigma_c = 0,55 \times f_{ck} = 13,75 \text{ N/mm}^2$
- Acciaio Teso →  $\sigma_s = 0,74 \times f_{yk} = 337,5 \text{ N/mm}^2$

#### Combinazione Quasi Permanente

- Calcestruzzo Compresso →  $\sigma_c = 0,40 \times f_{ck} = 10 \text{ N/mm}^2$

#### Combinazione Rara



The screenshot shows a software interface for structural analysis. Key sections include:

- Titolo:** SLE\_R
- N° figure elementari:** 1
- N° strati barre:** 2
- Table 1:**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	30
- Table 2:**


N°	As [cm²]	d [cm]
1	2,51	4,7
2	2,51	25,3
- Sollecitazioni:** S.L.U. Metodo n
- Materiali:** B450C, C25/30
- Calculated Values:**
  - $\sigma_c = -1,13 \text{ N/mm}^2$
  - $\sigma_s = 66,49 \text{ N/mm}^2$
  - $\epsilon_s = 0,3324 \text{ ‰}$
  - $d = 26,74 \text{ cm}$
  - $x = 5,431$ ,  $x/d = 0,2031$
  - $\delta = 0,7$
- Verifica:** N° iterazioni: 5
- Metodo di calcolo:** S.L.U.+ (selected), S.L.U.-, Metodo n

Figura 11.2 - Controllo di tensione agli SLE della sezione più sollecitata – Combinazione Rara

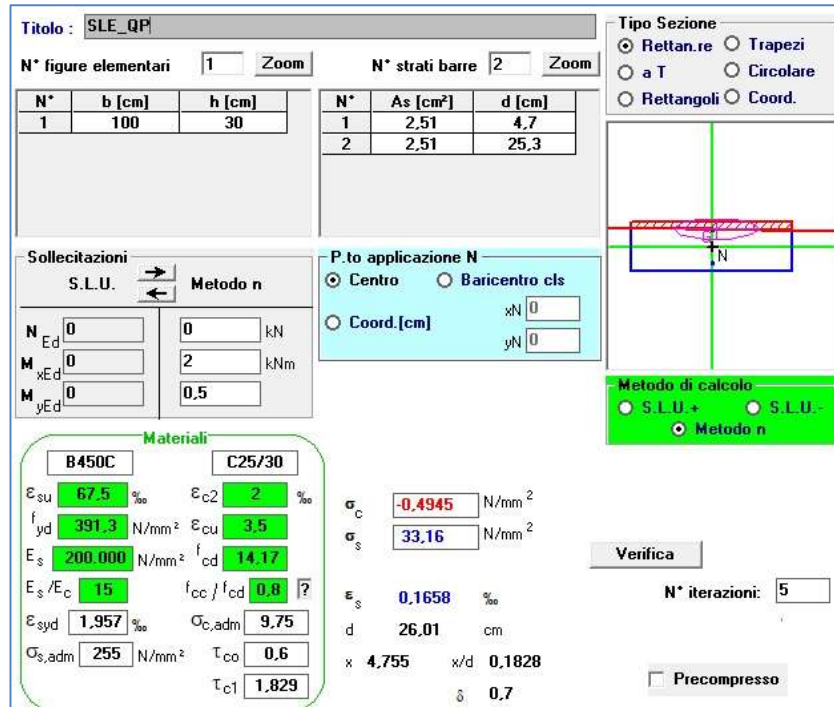
$$\sigma_s = 66,5 \text{ N/mm}^2 < 337,5 \text{ N/mm}^2;$$

$$\sigma_c = 1,13 \text{ N/mm}^2 < 13,75 \text{ N/mm}^2.$$

La verifica in combinazione rara pertanto risulta soddisfatta.

	<b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>ALLACCI MODULI ABITATIVI</b> <b>BASAMENTI BOX MODULI ABITATIVI</b>				
	<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>	PROGETTO IV0H	LOTTO 02	CODIFICA DOCUMENTO D 26 CL FA0400 001	REV. A

### Combinazione Quasi Permanente



**Titolo:** SLE\_QP  
**N° figure elementari:** 1 **Zoom** **N° strati barre:** 2 **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	30	1	2,51	4,7
			2	2,51	25,3

**Sollecitazioni:** S.L.U. Metodo n  
**N<sub>Ed</sub>:** 0 kN **M<sub>xEd</sub>:** 2 kNm **M<sub>yEd</sub>:** 0,5 kNm

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

**Materiali:** B450C C25/30  
**ε<sub>su</sub>:** 67,5 ‰ **ε<sub>c2</sub>:** 2 ‰ **σ<sub>c</sub>:** -0,4945 N/mm²  
**f<sub>yd</sub>:** 391,3 N/mm² **ε<sub>cu</sub>:** 3,5 ‰ **σ<sub>s</sub>:** 33,16 N/mm²  
**E<sub>s</sub>:** 200.000 N/mm² **f<sub>cd</sub>:** 14,17 ‰ **ε<sub>s</sub>:** 0,1658 ‰  
**E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>:** 15 **f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>:** 0,8 **d:** 26,01 cm  
**ε<sub>syd</sub>:** 1,957 ‰ **σ<sub>c,adm</sub>:** 9,75 N/mm² **x:** 4,755 **x/d:** 0,1828  
**σ<sub>s,adm</sub>:** 255 N/mm² **τ<sub>co</sub>:** 0,6 **δ:** 0,7  
**τ<sub>c1</sub>:** 1,829

**Metodo di calcolo:** S.L.U.+ S.L.U.- Metodo n  
**Verifica:** N° iterazioni: 5  
 Precompresso

Figura 11.3 - Controllo di tensione agli SLE della sezione più sollecitata – Combinazione Quasi Permanente

$$\sigma_s = 33,16 \text{ N/mm}^2 < 337,5 \text{ N/mm}^2;$$

$$\sigma_c = 0,5 \text{ N/mm}^2 < 10 \text{ N/mm}^2.$$

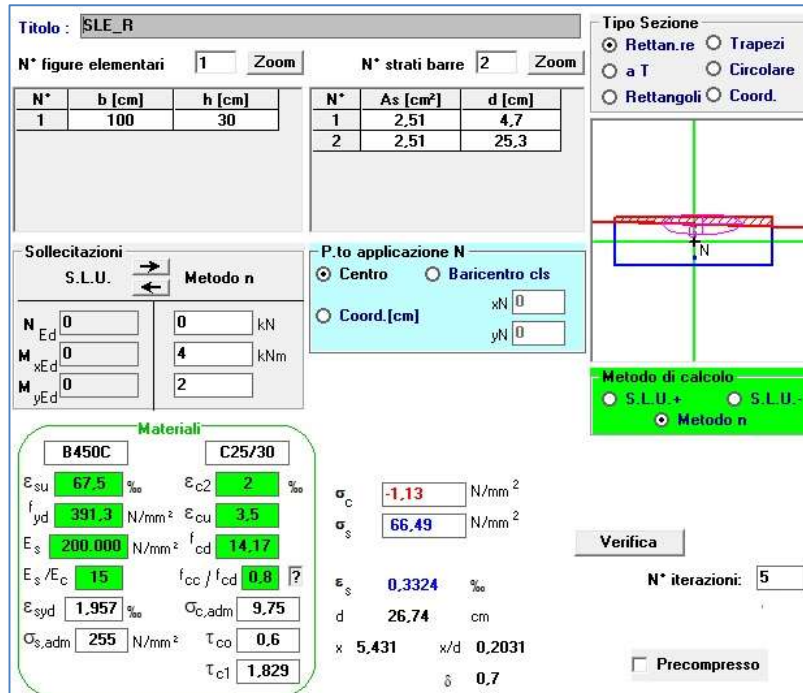
**La verifica in combinazione quasi permanente pertanto risulta soddisfatta.**

#### 11.1.4 Verifica SLE - Fessurazione

Si riportano di seguito le verifiche effettuate per le sezioni più sollecitate tenendo conto dei limiti imposti dalla normativa al §4.1.2.2.4 e del MdP in funzione delle diverse condizioni ambientali.

Per quanto riguarda la scelta degli stati limiti di fessurazione, si fa riferimento a quanto riportato al paragrafo 2.5.1.8.3.2.4 del MdP, il quale impone che per tutte le strutture in condizioni ambientali ordinarie, secondo la classificazione del paragrafo 4.1.2.2.4.2 delle NTC18, come nel caso in esame, il limite da adottare per la verifica sia  $\delta_f \leq w_2 = 0,3 \text{ mm}$  in Combinazione Rara. Cautelativamente, trattando un'opera a permanente contatto con il terreno e difficilmente ispezionabile, come riportato al paragrafo del MdP sopracitato, si ritiene opportuno adottare per la verifica il limite  $\delta_f \leq w_1 = 0,2 \text{ mm}$ .

### Combinazione Rara



**Titolo:** SLE\_R

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	30	1	2,51	4,7
			2	2,51	25,3

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

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

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

**Materiali:** B450C C25/30

**ε<sub>su</sub>:** 67,5 ‰ **ε<sub>c2</sub>:** 2 ‰  
**f<sub>yd</sub>:** 391,3 N/mm² **ε<sub>cu</sub>:** 3,5 ‰  
**E<sub>s</sub>:** 200.000 N/mm² **f<sub>cd</sub>:** 14,17 N/mm²  
**E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>:** 15 **f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>:** 0,8  
**ε<sub>syd</sub>:** 1,957 ‰ **σ<sub>c,adm</sub>:** 9,75 N/mm²  
**σ<sub>s,adm</sub>:** 255 N/mm² **τ<sub>co</sub>:** 0,6  
**τ<sub>c1</sub>:** 1,829

**σ<sub>c</sub>:** -1,13 N/mm²  
**σ<sub>s</sub>:** 66,49 N/mm²

**ε<sub>s</sub>:** 0,3324 ‰  
**d:** 26,74 cm  
**x:** 5,431 **x/d:** 0,2031  
**δ:** 0,7

**Verifica** **N° iterazioni:** 5

Precompresso

**Figura 11.4 - Controllo di tensione agli SLE della sezione più sollecitata – Combinazione Rara**

### Stato Limite di Apertura delle Fessure

#### Combinazione Rara

$\sigma_s$	66,5 N/mm <sup>2</sup>	Tensione nell'armatura tesa valutata nella sezione fessurata
$k_t$	0,4	0,4 per carichi di lunga durata, 0,6 per carichi di breve durata
$f_{ctm}$	2,56 N/mm <sup>2</sup>	
$h_{c,eff}$	81,90 mm	
$A_{c,eff}$	81900,0 mm <sup>2</sup>	Area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura ( $h_{c,eff} \times t_w$ )
$\rho_{eff}$	0,003	
$\alpha_e$	6,67	Rapporto moduli elastici
$\epsilon_{sm}$	0,0002	Deformazione unitaria media delle barre
$k_1$	0,8	Per barre ad aderenza migliorata
$k_2$	0,5	Caso di flessione
$k_3$	3,4	
$k_4$	0,425	
$\Phi_1$	8 mm	
$\Phi_2$	0 mm	
$\Phi_{eq}$	8 mm	
$\Delta_{s,max}$	346,70 mm	Distanza massima tra le fessure
$w_2$	20,00 mm	Armatura poco sensibile
$w_{d(t)}$	0,11 mm	Valore di calcolo dell'apertura delle fessure

**La verifica pertanto risulta soddisfatta.**



 <b>ITALFERR</b> <small>GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</small>	<b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>ALLACCI MODULI ABITATIVI</b> <b>BASAMENTI BOX MODULI ABITATIVI</b>												
<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>	<table border="1"> <tr> <td>PROGETTO</td> <td>LOTTO</td> <td>CODIFICA</td> <td>DOCUMENTO</td> <td>REV.</td> <td>FOGLIO</td> </tr> <tr> <td>IV0H</td> <td>02</td> <td>D 26 CL</td> <td>FA0400 001</td> <td>A</td> <td>41 DI 52</td> </tr> </table>	PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	IV0H	02	D 26 CL	FA0400 001	A	41 DI 52
PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
IV0H	02	D 26 CL	FA0400 001	A	41 DI 52								

## 12 VERIFICHE GEOTECNICHE

### 12.1 Capacità portante della fondazione

La verifica a capacità portante del complesso fondazione – terreno va effettuata confrontando la pressione limite sul terreno con la pressione massima agente derivante dalle azioni di progetto.

La verifica va effettuata tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I delle nuove norme tecniche per le costruzioni NTC18 e seguendo il seguente approccio:

Approccio 2: (A1+M1+R3)

La pressione limite può essere calcolata in base alla formula generale di Brinch Hansen (1970):

$$q_{lim} = 0.5 \cdot \gamma \cdot B N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot g_{\gamma} + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c \quad (\text{valida in condizioni drenate})$$

$$q_{lim} = c_u \cdot N_c^* \cdot d_c^* \cdot i_c^* \cdot s_c^* \cdot b_c^* \cdot g_c^* + q \quad (\text{valida in condizioni } \underline{\text{non}} \text{ drenate})$$

essendo

$N_q, N_c, N_{\gamma}$  i fattori di capacità portante in condizioni drenate;

$N_c^*$  il fattore di capacità portante in condizioni non drenate;

$s_{\gamma}, s_q, s_c$  i fattori di forma della fondazione;

$i_{\gamma}, i_q, i_c$  i fattori correttivi per l'inclinazione del carico;

$b_{\gamma}, b_q, b_c$  i fattori correttivi per l'inclinazione della base della fondazione;

$g_{\gamma}, g_q, g_c$  i fattori correttivi per l'inclinazione del piano campagna;

$d_q, d_c$  i fattori correttivi per la profondità del piano di posa;

$d_c^*, i_c^*, s_c^*, b_c^*, g_c^*$  i fattori correttivi corrispondenti rispettivamente a quanto sopra esposto ma validi in condizioni non drenate.

In condizioni drenate valgono le seguenti espressioni:

$$N_q = \text{tg}^2(45 + \phi' / 2) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg} \phi')}$$

$$N_c = (N_q - 1) / \text{tg} \phi'$$

$$N_{\gamma} = 1.5(N_q - 1) \cdot \text{tg} \phi'$$

**RELAZIONE DI CALCOLO**

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV0H	02	D 26 CL	FA0400 001	A	42 DI 52

$$i_{\gamma} = \left[ 1 - \frac{H}{N + B' \cdot c \cdot \cotg \phi'} \right]^{m+1}$$

$$i_{\alpha} = i_c = \left[ 1 - \frac{H}{N + B' \cdot c \cdot \cotg \phi'} \right]^m$$

$$d_{\alpha} = 1 + 2 \operatorname{tg} \phi' (1 - \sin \phi')^2 \cdot \frac{D}{B'} \quad \text{per } D/B' \leq 1$$

$$d_{\alpha} = 1 + 2 \operatorname{tg} \phi' (1 - \sin \phi')^2 \cdot \operatorname{arctg} \left( \frac{D}{B'} \right) \quad \text{per } D/B' > 1$$

$$d_c = d_{\alpha} - \frac{1 - d_{\alpha}}{N_c \operatorname{tg} \phi'}$$

$$s_{\alpha} = 1 + (B/2) \operatorname{tg} \phi'$$

$$s_{\gamma} = 1 - 0.4B/4$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q B}{N_c L}$$

$$g_{\gamma} = g_{\alpha} = (1 - 0.5 \operatorname{tg} \beta)^5$$

$$g_c = 1 - \beta^{\circ} / 147^{\circ}$$

$$b_{\alpha} = e^{(-2.7 \operatorname{tg} \phi)}$$

$$b_{\gamma} = e^{(-2.7 \operatorname{tg} \phi)}$$

$$\text{ove } \beta + \eta \leq 90^{\circ} \text{ e } \beta \leq \phi$$

In condizioni non drenate i fattori hanno le seguenti espressioni:

$$N_c^* = (2 + \pi)$$

$$s_c^* = 0.2 + \frac{B}{L}$$

$$i_c^* = \left[ 1 - \frac{mH}{B' c u N_c} \right]^m$$

$$d_c^* = 0.4 + \frac{D}{B} \quad \text{per } D/B \leq 1$$



**PROGETTO DEFINITIVO**  
**ALLACCI MODULI ABITATIVI**  
**BASAMENTI BOX MODULI ABITATIVI**

**RELAZIONE DI CALCOLO**

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV0H	02	D 26 CL	FA0400 001	A	43 DI 52

$$d_c^* = 0.4 + \frac{\text{tg}^{\circ} - 1D}{B} \quad \text{per } D/B > 1$$

$$g^*c = \beta^{\circ}/147^{\circ}$$

$$b^*c = \eta^{\circ}/147^{\circ}$$

Si sono indicate con:

- q =  $\square * D$  = pressione verticale totale agente alla quota di imposta della fondazione;
- B' = larghezza efficace equivalente della fondazione;
- $\square$  = peso di volume naturale del terreno;
- cu = coesione non drenata;
- D = affondamento della fondazione;
- H = carico orizzontale agente.

Per valutare gli effetti dell'eccentricità è necessario inserire nell'equazione della capacità due dimensioni L' e B' ridotte secondo le:

$$L' = L - 2ex$$

$$B' = B - 2ey$$

ove B e L sono le reali dimensioni della fondazione e ex e ey sono le eccentricità.



**PROGETTO DEFINITIVO**  
**ALLACCI MODULI ABITATIVI**  
**BASAMENTI BOX MODULI ABITATIVI**

**RELAZIONE DI CALCOLO**

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV0H	02	D 26 CL	FA0400 001	A	44 DI 52

Si procede ad una verifica in condizioni drenate e in termini di tensioni efficaci.

La verifica riportata di seguito, in condizioni statiche, è più gravosa di quella in condizioni sismiche. Le azioni di calcolo sono state dedotte dal modello della struttura.

Base Reaction				
Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	F comb (kN)
SLU_1	0,00	0,00	462,00	0,00

Base Reaction				
Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	F comb (kN)
SLU_1	0,00	0,00	462,00	0,00
SLU_2	0,00	0,00	462,00	0,00
SLU_3	0,00	0,00	436,08	0,00
SLU_4	0,00	0,00	436,08	0,00
SLE_R_1	0,00	0,00	343,20	0,00
SLE_R_2	0,00	0,00	343,20	0,00
SLE_R_3	0,00	0,00	325,92	0,00
SLE_R_4	0,00	0,00	245,28	0,00
SLE_F_1	0,00	0,00	314,40	0,00
SLE_F_2	0,00	0,00	256,80	0,00
SLE_F_3	0,00	0,00	302,88	0,00
SLE_F_4	0,00	0,00	302,88	0,00
SLE_QP_1	0,00	0,00	302,88	0,00
SLE_QP_2	0,00	0,00	302,88	0,00
SLE_QP_3	0,00	0,00	302,88	0,00
SLE_QP_4	0,00	0,00	302,88	0,00

**Combinazione A1+M1+R3 – Massima forza verticale**

**Fondazioni Dirette**  
**Verifica in tensioni efficaci**

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot d_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot g_{\gamma}$$

D = Profondità del piano di appoggio

$e_B$  = Eccentricità in direzione B ( $e_B = Mb/N$ )

$e_L$  = Eccentricità in direzione L ( $e_L = MI/N$ ) (per fondazione nastriforme  $e_L = 0$ ;  $L^* = L$ )

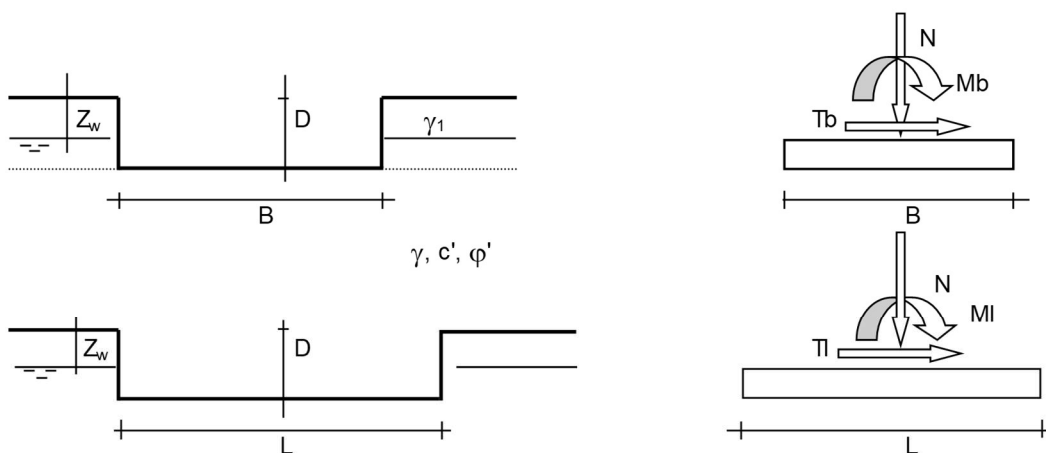
$B^*$  = Larghezza fittizia della fondazione ( $B^* = B - 2 \cdot e_B$ )

$L^*$  = Lunghezza fittizia della fondazione ( $L^* = L - 2 \cdot e_L$ )

(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

**coefficienti parziali**

Metodo di calcolo	azioni		proprietà del terreno		resistenze			
	permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	$c'$	$q_{lim}$	scorr		
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00	
	A2+M2+R2	○	1,00	1,30	1,25	1,25	1,80	1,00
	SISMA	○	1,00	1,00	1,25	1,25	1,80	1,00
	A1+M1+R3	○	1,30	1,50	1,00	1,00	2,30	1,10
	SISMA	○	1,00	1,00	1,00	1,00	2,30	1,10
Tensioni Ammissibili	○	1,00	1,00	1,00	1,00	3,00	3,00	
Definiti dal Progettista	●	1,00	1,00	1,00	1,00	2,30	1,10	



(Per fondazione nastriforme  $L = 100$  m)

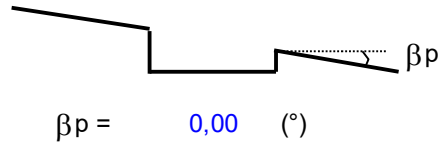
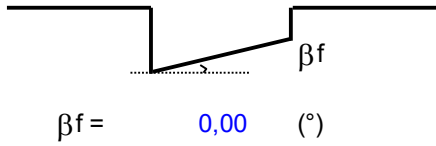
B = 4,40 (m)  
L = 8,00 (m)  
D = 0,35 (m)



**PROGETTO DEFINITIVO**  
**ALLACCI MODULI ABITATIVI**  
**BASAMENTI BOX MODULI ABITATIVI**

**RELAZIONE DI CALCOLO**

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV0H	02	D 26 CL	FA0400 001	A	46 DI 52



**AZIONI**

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	462,00	0,00	462,00
Mb [kNm]	0,00	0,00	0,00
Ml [kNm]	0,00	0,00	0,00
Tb [kN]	0,00	0,00	0,00
Tl [kN]	0,00	0,00	0,00
H [kN]	0,00	0,00	0,00

*Peso unità di volume del terreno*

$\gamma_1 = 19,00 \text{ (kN/mc)}$   
 $\gamma = 19,00 \text{ (kN/mc)}$

*Valori caratteristici di resistenza del terreno*

$c' = 0,00 \text{ (kN/mq)}$   
 $\varphi' = 30,00 \text{ (}^\circ\text{)}$

*Valori di progetto*

$c' = 0,00 \text{ (kN/mq)}$   
 $\varphi' = 30,00 \text{ (}^\circ\text{)}$

*Profondità della falda*

$Z_w = 4,35 \text{ (m)}$

$e_B = 0,00 \text{ (m)}$   
 $e_L = 0,00 \text{ (m)}$

$B^* = 4,40 \text{ (m)}$   
 $L^* = 8,00 \text{ (m)}$

**q : sovraccarico alla profondità D**

$q = 6,65 \text{ (kN/mq)}$

**$\gamma$  : peso di volume del terreno di fondazione**

$\gamma = 18,09 \text{ (kN/mc)}$

**$N_c, N_q, N_\gamma$  : coefficienti di capacità portante**

$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \varphi')}$

$N_q = 18,40$

$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$

$N_c = 30,14$

**RELAZIONE DI CALCOLO**

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV0H	02	D 26 CL	FA0400 001	A	47 DI 52

$$N_{\gamma} = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N_{\gamma} = 22,40$$

**$s_c, s_q, s_{\gamma}$  : fattori di forma**

$$s_c = 1 + B \cdot N_q / (L \cdot N_c)$$

$$s_c = 1,34$$

$$s_q = 1 + B \cdot \tan \varphi' / L^*$$

$$s_q = 1,32$$

$$s_{\gamma} = 1 - 0,4 \cdot B^* / L^*$$

$$s_{\gamma} = 0,78$$

**$i_c, i_q, i_{\gamma}$  : fattori di inclinazione del carico**

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1,65 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 90,00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1,35 \quad m = 1,65 \quad (-)$$

( $m=2$  nel caso di fondazione nastroforme e  $m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$  in tutti gli altri casi)

$$i_q = (1 - H / (N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^m$$

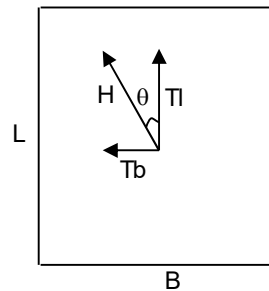
$$i_q = 1,00$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$$

$$i_c = 1,00$$

$$i_{\gamma} = (1 - H / (N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_{\gamma} = 1,00$$



**$d_c, d_q, d_{\gamma}$  : fattori di profondità del piano di appoggio**

$$\text{per } D/B^* \leq 1; d_q = 1 + 2 D \tan \varphi' (1 - \sin \varphi)^2 / B^*$$

$$\text{per } D/B^* > 1; d_q = 1 + (2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi)^2) \cdot \arctan (D / B^*)$$

$$d_q = 1,02$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$d_c = 1,02$$



**PROGETTO DEFINITIVO**  
**ALLACCI MODULI ABITATIVI**  
**BASAMENTI BOX MODULI ABITATIVI**

**RELAZIONE DI CALCOLO**

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV0H	02	D 26 CL	FA0400 001	A	48 DI 52

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1,00$$

**b<sub>c</sub>, b<sub>q</sub>, b<sub>γ</sub> : fattori di inclinazione base della fondazione**

$$b_q = (1 - \beta_f \tan \varphi')^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0,00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1,00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$b_c = 1,00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1,00$$

**g<sub>c</sub>, g<sub>q</sub>, g<sub>γ</sub> : fattori di inclinazione piano di campagna**

$$g_q = (1 - \tan \beta_p)^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0,00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1,00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$g_c = 1,00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1,00$$

**Carico limite unitario**

$$q_{lim} = 860,39 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Pressione massima agente**

$$q = N / B \cdot L^*$$

$$q = 13,13 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Verifica di sicurezza capacità portante**

$$q_{lim} / \gamma_R = 374,08 \geq q = 13,13 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**La verifica per la fondazione soggetta alla combinazione con massima sollecitazione assiale risulta verificata.**



## 12.2 Calcolo dei cedimenti

Per il calcolo dei cedimenti sotto la fondazione è necessario conoscere le tensioni indotte nel sottosuolo per applicazione del carico. Si fa riferimento al semispazio elastico, omogeneo e isotropo, con cui è possibile definire, in ogni punto del sottosuolo e per lo schema di carico assegnato, il valore delle tensioni indotte.

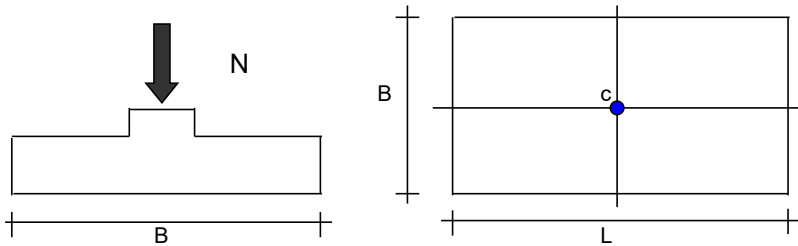
Ricavati ad ogni profondità  $z$  il corrispondente valore di  $\Delta\sigma_x$ ,  $\Delta\sigma_y$ ,  $\Delta\sigma_z$ , si ricava il corrispondente valore di  $\varepsilon_z$  attraverso l'espressione:

$$\varepsilon_z = (\Delta\sigma_z - \nu(\Delta\sigma_x + \Delta\sigma_y))/E$$

Le azioni di calcolo sono state dedotte dal modello della struttura.

### CEDIMENTI DI UNA FONDAZIONE RETTANGOLARE

#### LAVORO:



#### Formulazione Teorica (H.G. Poulos, E.H. Davis; 1974)

$$\Delta\sigma_z i = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) + ((L/2)(B/2)z)/R_3) * (1/R_1^2 + 1/R_2^2)$$

$$\Delta\sigma_x i = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) - (L/2)(B/2)z/R_3 R_1^2)$$

$$\Delta\sigma_y i = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) - (L/2)(B/2)z/R_3 R_2^2)$$

$$R_1 = ((L/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$R_2 = ((B/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$R_3 = ((L/2)^2 + (B/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$\delta_{ot} = \Sigma \delta_i = \Sigma (((\Delta\sigma_z i - \nu(\Delta\sigma_x i + \Delta\sigma_y i)) \Delta z_i / E_i)$$

#### DATI DI INPUT:

B =	4,40	(m)	(Larghezza della Fondazione)
L =	8,00	(m)	(Lunghezza della Fondazione)
N =	462	(kN)	(Carico Verticale Agente)
q =	13,13	(kN/mq)	(Pressione Agente (q = N/(B*L)))
ns =	5	(-)	(numero strati) (massimo 6)



**PROGETTO DEFINITIVO**  
**ALLACCI MODULI ABITATIVI**  
**BASAMENTI BOX MODULI ABITATIVI**

**RELAZIONE DI CALCOLO**


PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO  
IV0H 02 D 26 CL FA0400 001 A 50 DI 52

Con riferimento alla stratigrafia riportata al capitolo 5 della seguente relazione si ottiene:

Strato	Litologia	Spessore	da $z_i$	a $z_{i+1}$	$\Delta z_i$	E	$\nu$	$\delta_{ci}$
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m <sup>2</sup> )	(-)	(cm)
1	Riporto antropico	1,50	0,0	1,5	1,0	20000	0,30	0,03
2	Sabbia con ghiaia, talvolta limosa	10,50	1,5	12,0	1,0	20000	0,30	0,21
3	limo sabbioso debolmente argilloso	3,00	12,0	15,0	1,0	25000	0,30	0,01
4	Sabbia con ghiaia, talvolta limosa	3,00	15,0	18,0	1,0	15000	0,00	0,01
5	Alternanza sabbia con ghiaia e limo	12,00	18,0	30,0	1,0	30000	0,00	0,06
-		0,00	0,0	0,0	0,0	0	0,00	-

$$\delta_{ctot} = 0,33 \text{ (cm)}$$

**Il valore massimo totale del cedimento del fabbricato è pari a 0,33 cm.**

	<p><b>PROGETTO DEFINITIVO</b></p> <p><b>ALLACCI MODULI ABITATIVI</b></p> <p><b>BASAMENTI BOX MODULI ABITATIVI</b></p>												
<p><b>RELAZIONE DI CALCOLO</b></p>	<table border="1"> <thead> <tr> <th>PROGETTO</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>IV0H</td> <td>02</td> <td>D 26 CL</td> <td>FA0400 001</td> <td>A</td> <td>51 DI 52</td> </tr> </tbody> </table>	PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	IV0H	02	D 26 CL	FA0400 001	A	51 DI 52
PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
IV0H	02	D 26 CL	FA0400 001	A	51 DI 52								

### 13 RIEPILOGO ARMATURE ED INCIDENZE

Si riporta di seguito il riepilogo delle armature ed il calcolo dell'incidenza per i singoli elementi strutturali dove, congruente a quanto riportato in Eurocodice (UNI EN 1992-1-1), per le piastre si è prevista un'armatura secondaria in quantità non inferiori al 20% dell'armatura principale.

Nel calcolo è stata considerata un incremento del 15% per tener conto della presenza di legature, spille e sovrapposizioni.

#### 13.1 Riepilogo armature


Platea fondazione s = 0,30 m

- Armatura superiore lato lungo       $\Phi 8$  ogni 200 mm
- Armatura inferiore lato lungo       $\Phi 8$  ogni 200 mm
- Armatura superiore lato corto       $\Phi 8$  ogni 200 mm
- Armatura inferiore lato corto       $\Phi 8$  ogni 200 mm

#### 13.2 Riassunto incidenze

Si riportano le incidenze afferenti ai singoli elementi in calcestruzzo:

Platea s = 0,30 m:                              50 kg/m<sup>3</sup>

	<b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>ALLACCI MODULI ABITATIVI</b> <b>BASAMENTI BOX MODULI ABITATIVI</b>					
<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>	PROGETTO IV0H	LOTTO 02	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO FA0400 001	REV. A	FOGLIO 52 DI 52

## 14 CONCLUSIONI

In virtù di quanto sopra descritto, con particolare riferimento:

- alle caratteristiche geometriche della struttura in oggetto;
- alla tipologia di vincoli esterni;
- alle caratteristiche meccaniche dei materiali utilizzati;
- alle caratteristiche del terreno di fondazione;
- al modello di calcolo;
- ai carichi agenti;

si conclude che la struttura in oggetto della presente relazione è conforme ai criteri di progettazione e di resistenza indicati dalla normativa vigente.