



REGIONE AUTONOMA DELLA SARDEGNA

ASSESSORATO DEI LAVORI PUBBLICI

SERVIZIO INTERVENTI NEL TERRITORIO
IL DIRETTORE: ING. ALBERTO PIRAS



Villanova Alluvione dic. 2004 - Ponte SS 389

Programma del commissario delegato per l'emergenza alluvioni
in Sardegna 2004

Provincia dell'Ogliastra
Comune di Villagrande Strisaili
Frazione Villanova strisaili

OPERE DI SISTEMAZIONE IDROGEOLOGICA – BACCU ARTHACCI

novembre 2014

ALLEGATO

A9

CALCOLI DELLE STRUTTURE PARTE I - RELAZIONE

PROGETTAZIONE:

A.T.P. RIO BACCU ARTHACCI

Progettista responsabile e coordinamento

Ing. Michele Maccioni



Progettazione strutturale e infrastrutturale

Ing. Enrico Mascia

Ing. Emanuele Licheri

Ing. Erica Mascia

Ing. Sara Sorrentino

Studi geologici e agronomici

Geol. Orlando Mereu

Agr. Maurizio Fadda

PROGETTO ESECUTIVO



REGIONE AUTONOMA DELLA SARDEGNA
ASS.TO LAVORI PUBBLICI

SERVIZIO DIFESA DEL SUOLO

OPERE DI SISTEMAZIONE IDROGEOLOGICA – BACCU ARTHACCI

Località: Comune di Villagrande Strisaili – Villanova Strisaili

COMUNE DI VILLAGRANDE STRISAILI – FRAZIONE DI VILLANOVA STRISAILI

PROGETTO ESECUTIVO
A.9 CALCOLI DELLE STRUTTURE - RELAZIONE

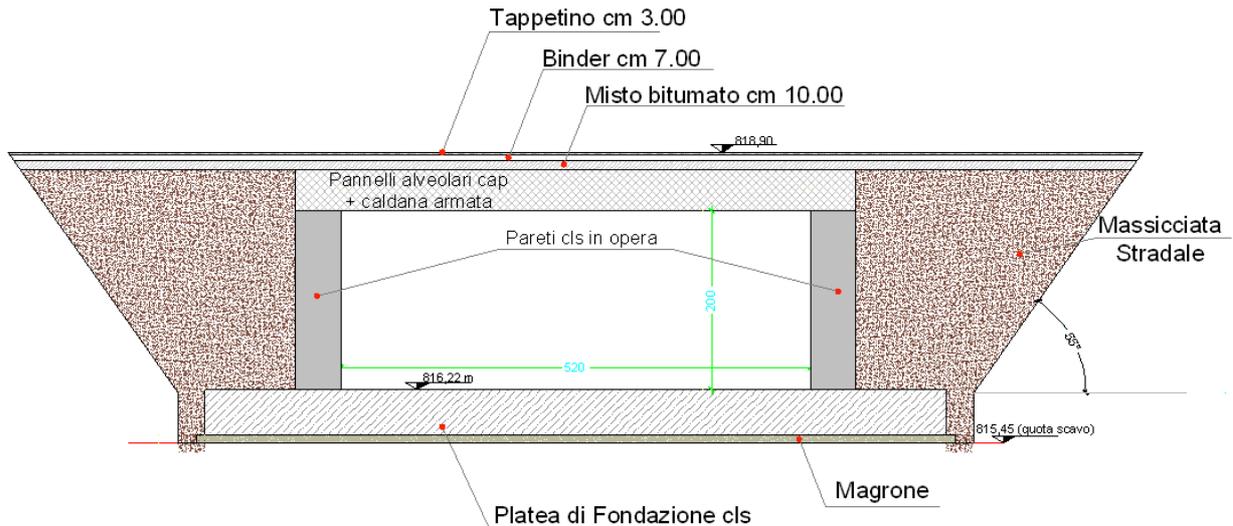


1 - DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

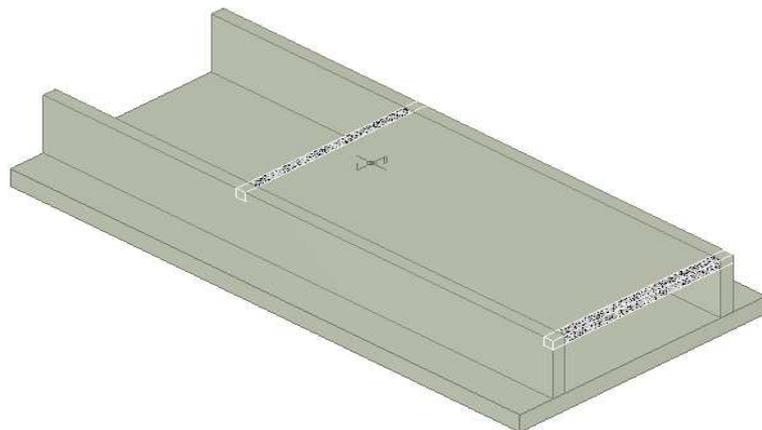
La presente relazione descrive le tipologie strutturali e gli schemi e modelli di calcolo adottati ed in generale i principi alla base del calcolo delle strutture in calcestruzzo armato dell'attraversamento della Via Flumendosa (SS. 389) presso Villanova Strisaili, a servizio della confluenza del Rio Su Sterzu con il Rio Baccu Arthacci.

Allo stato attuale esiste un attraversamento che verrà demolito e ricostruito integralmente in quanto quello attualmente esistente risulta inadatto dal punto di vista idraulico sia per l'ampiezza della sezione sia per "l'orientamento" rispetto al naturale corso delle aste fluviali interessate dalla confluenza.

La sezione trasversale della struttura in Progetto è schematicamente rappresentata nell'immagine seguente:

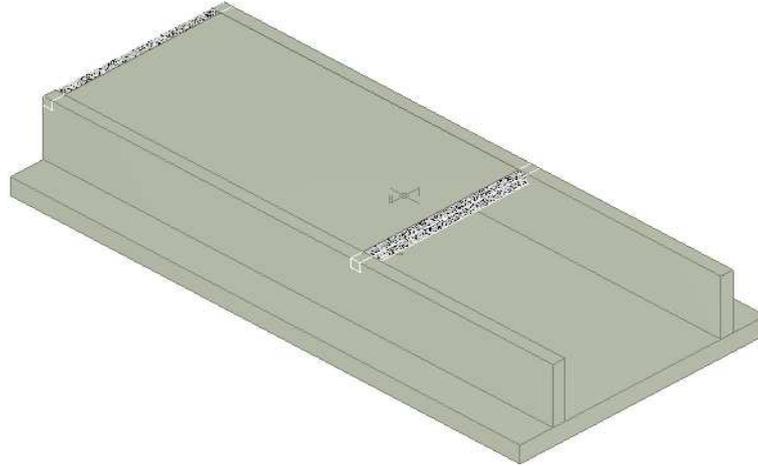


Vengono inoltre riportate di seguito due viste assometriche contrapposte, allo scopo di consentire una migliore comprensione della struttura oggetto della presente relazione:



Vista Anteriore: La direzione di visualizzazione (bisettrice del cono ottico), relativamente al sistema di riferimento globale O, X, Y, Z , ha versore $(1; 1; -1)$





Vista Posteriore: La direzione di visualizzazione (bisettrice del cono ottico), relativamente al sistema di riferimento globale $0, X, Y, Z$, ha versore $(-1; -1; -1)$

La geometria e lo schema statico dell'opera sono i seguenti:

La platea di fondazione ha dimensioni in pianta pari a 17×8 m e spessore pari a 0,60 m. Dalla platea di fondazione si dipartono le pareti controterra che avranno la funzione di "spalla da ponte" ovvero su cui è poggiata la soletta portante carrabile. La platea di fondazione poverà su terreno alla Winkler e le pareti controterra sono da considerarsi incastrate alla platea.

Le pareti controterra hanno dimensione di 17 m di lunghezza per due metri di altezza e 0,40 m di spessore: le due pareti parallele realizzano una luce libera netta pari a 5,20 m e supportano un impalcato di ampiezza pari a 11 m.

La soletta portante carrabile sarà realizzata con pannelli prefabbricati alveolari in cls precompresso. I suddetti elementi sono stati dimensionati dal produttore sulla base dei carichi di progetto forniti (Ponti di I categoria, sovraccarico permanente strutturale, neve) che coincidono con i carichi adottati nel presente calcolo strutturale considerando un vincolo di semplice appoggio agli estremi dei pannelli in quanto questo rappresenta la soluzione staticamente più gravosa per il pannello accentuandola sollecitazione di momento flettente in mezzeria.

D'altra parte per il solo calcolo delle parti da eseguirsi in opera (oggetto della presente relazione) l'impalcato è stato sostituito, ai fini della simulazione, con una soletta piena armata di pari peso rispetto a quella costituita da pannelli alveolari e considerata incastrata alle estremità in quanto tale schema è quello cautelativamente più gravoso per le spalle controterra che vengono in tal modo sollecitate anche dalla quota parte di momento trasmessa dall'impalcato.

L'attraversamento in oggetto è stato assimilato, ai fini del calcolo, in termini di Uso della Struttura, ad un Ponte Stradale di Prima Categoria determinando in funzione di questa destinazione la vita nominale della struttura (pari a 50 anni) e la tipologia dei carichi per cui Ponte sarà soggetto ai carichi di cui al Par. 5.1.3 del DM del 14/01/2008. Si rimanda al capitolo 4 della presente relazione per l'approfondimento sull'analisi dei carichi e sullo schema di applicazione dei carichi.

2 - MATERIALI IMPIEGATI E RESISTENZE DI CALCOLO

2.1 Strutture realizzate in opera:

Per la realizzazione dell'opera in oggetto saranno impiegati i seguenti materiali:

CALCESTRUZZO: Per la scelta del calcestruzzo si è tenuto conto, oltre che della classe d'uso della struttura, delle classi di esposizione cui essa è soggetta:

Classi di resistenza e classi di esposizione sono infatti intimamente collegate. E' necessario anzitutto stabilire l'intensità dell'attacco in funzione dell'ambiente e del tipo di opera.

Le categorie ambientali per la classificazione dell'esposizione sono le seguenti:

1. nessun rischio di corrosione delle armature o di attacco chimico;
- 2. corrosione indotta da carbonatazione;**
3. corrosione indotta dai cloruri;
4. corrosione indotta dai cloruri dell'acqua di mare;
- 5. attacchi da cicli di gelo e disgelo;**
6. attacco chimico.

Le categorie di esposizione relative alla struttura in oggetto sono sicuramente la 2 e la 5.

Per quanto riguarda l'esposizione alla carbonatazione, la struttura in oggetto, essendo una struttura contro terra e soggetta alla presenza costante di acqua, appartiene alla classe:

- **XC2** per **ambiente bagnato, raramente secco** come nel caso di **parti di strutture di contenimento liquidi e fondazioni;**

Vista l'ubicazione della struttura e le caratteristiche climatiche del luogo si è considerata anche l'esposizione a cicli di gelo e disgelo risultando la classe di esposizione la seguente:

- **XF1** per **ambiente con grado moderato di saturazione in assenza di sali disgelanti** come nel caso di **superfici verticali esposte alla pioggia e al gelo;**

In conclusione è stato scelto per le strutture da realizzarsi in opera un Calcestruzzo tipo C32/40 (Resistenza caratteristica $R_{ck} = 40.0 \text{ N/mm}^2$) (Classe di consistenza S4) ed armato con barre di acciaio ad aderenza migliorata tipo Acciaio B450C (Resistenza caratteristica $F_{yk} = 450.0 \text{ N/mm}^2$).

I valori dei parametri caratteristici dei suddetti materiali sono riportati nei **tabulati di calcolo**, nella relativa sezione.

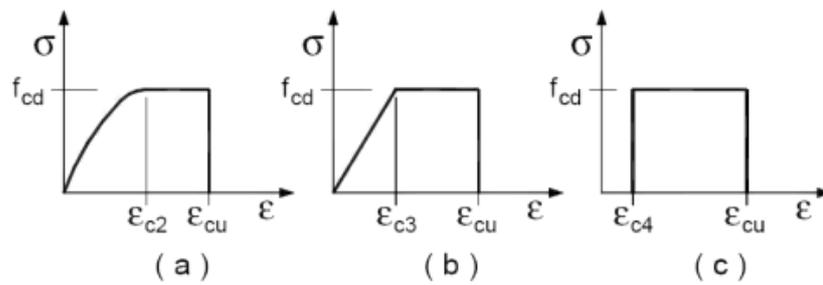
N	Descrizione	Sigla	Peso Specifico	Coeff. Dil. Termica	Modulo elastico		Rk	γ	μ	n	ft	fc	τR	N Act
					E	G								
			[N/m ³]	[1/°C]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]				[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	
001	Clc C32/40_B450C	C32/40	25.000	0,000010	33.643	13.457	40,00	1,50	1,00	15	1,45	3,72	0,42	002
002	Acciaio B450C	B450C	78.500	0,000010	210.000	80.769	450,00	1,15	1,00	1	-	-	-	

Per ciascuna classe di calcestruzzo impiegata sono riportati i valori di:

- Resistenza di calcolo a trazione (f_{ctd})
- Resistenza a rottura per flessione (f_{ctm})
- Resistenza tangenziale di calcolo (τ_{Rd})
- Modulo elastico normale (E)
- Modulo elastico tangenziale (G)
- Coefficiente di sicurezza allo Stato Limite Ultimo del materiale (γ_c)
- Resistenza cubica caratteristica del materiale (R_{ck})
- Coefficiente di Omogeneizzazione
- Peso Specifico
- Coefficiente di dilatazione termica

I diagrammi costitutivi del calcestruzzo sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al punto 4.1.2.1.2.2 del D.M. 14 gennaio 2008; in particolare per le verifiche effettuate a pressoflessione retta e pressoflessione deviata è adottato il modello riportato in fig. (a).





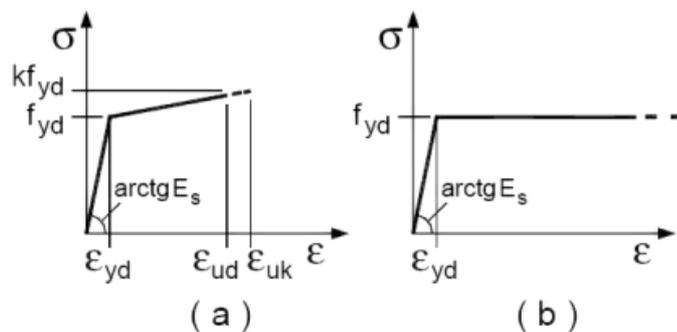
Diagrammi di calcolo tensione/deformazione del calcestruzzo.

La deformazione massima $\epsilon_{c\max}$ è assunta pari a 0.0035.

Per l'acciaio sono riportati i valori di:

- *Tensione caratteristica di snervamento trazione (f_{yk})*
- *Modulo elastico normale (E)*
- *Modulo elastico tangenziale (G)*
- *Coefficiente di sicurezza allo Stato Limite Ultimo del materiale (γ_f)*
- *Peso Specifico*
- *Coefficiente di dilatazione termica*

I diagrammi costitutivi dell'acciaio sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al punto 4.1.2.1.2.3 del D.M. 14 gennaio 2008; in particolare è adottato il modello elastico perfettamente plastico rappresentato in fig. (b).



La resistenza di calcolo è data da f_{yk} / γ_f . Il coefficiente di sicurezza γ_f si assume pari a 1.15.

Tutti i materiali impiegati dovranno essere comunque verificati con opportune prove di laboratorio secondo le prescrizioni della vigente Normativa.

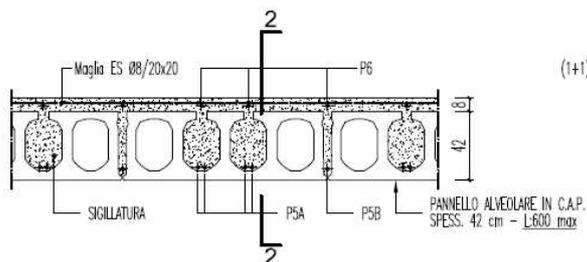
2.2 - Strutture Prefabbricate:

Si riportano di seguito gli elementi e gli schemi essenziali dei pannelli alveolari dimensionati per la struttura in oggetto.

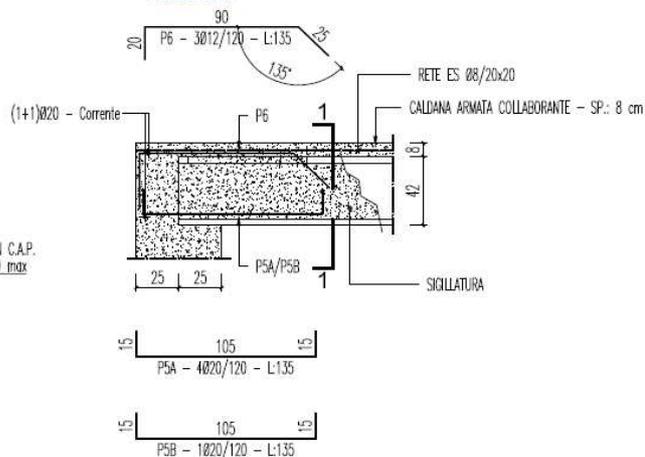


PONTE L: 5,20 m**Particolare nodo muro - solaio****SEZIONE 1-1**

scala 1:25

**SEZIONE 2-2**

scala 1:25

**CARATTERISTICHE SOLAIO E SOVRACCARICHI**

- SPESSORE PANNELLI ALVEOLARI PREFABBRICATI cm 42
- SPESSORE CALDANA COLLABORANTE cm 8
- PESO DEI PANNELLI 510 Kg/mq
- PESO CALDANA 200 Kg/mq
- CARICO TOTALE PREVISTO SUL SOLAIO:

In accordo alle prescrizioni riportate in D.M. 14/01/2008

MATERIALI SIGILLATURA E CALDANA COLLABORANTE

- CALCESTRUZZO : Rck 300 Kg/cm²
- ACCIAIO : B450C
- COPRIFERRO cm 3

Si rimanda all'Allegato contenente i tabulati di calcolo per i dati relativi alla verifica dell'elemento prefabbricato eseguita dalla casa produttrice.



3 - TERRENO DI FONDAZIONE e TERRE DI SCAVO

Dai dati raccolti è stato possibile classificare, ai fini dell'analisi sismica, di classificare il profilo stratigrafico, di categoria C [Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_s , 30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < NSPT, 30 < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_u, 30 < 250$ kPa nei terreni a grana fina).].

Il terreno di scavo, che genera la spinta sulle pareti dell'attraversamento, assume pertanto i seguenti dati caratteristici (dati medi ricavati dalle risultanze delle indagini geognostiche svolte).

Caratteristiche		Grafica
Caratteristiche Terreno		
Descrizione	villanova	
Peso unità di volume	[N/m ³]	18 '000
Costante di sottofondo in direzione X	[N/cm ³]	60
Costante di sottofondo in direzione Y	[N/cm ³]	60
Costante di sottofondo in direzione Z	[N/cm ³]	300
Sigma a compressione MASSIMA allo SLU	[N/mm ²]	0.370
Angolo di attrito del terreno	[gradi sessadecimali]	37
Coesione Non Drenata	[N/mm ²]	0.030
Coesione Efficace	[N/mm ²]	0.000
Modulo edometrico	[N/mm ²]	34

tabulati di calcolo, nella relativa sezione e per ulteriori dettagli si rimanda alle relazioni geologica e geotecnica.



4 - ANALISI DEI CARICHI

Una volta creato il modello strutturale e definita la tipologia del terreno di fondazione e del terreno alle spalle dei setti laterali del canale, con le caratteristiche geometriche di cui sopra si è proceduto all'applicazione dei carichi

Un'accurata valutazione dei carichi è un requisito imprescindibile di una corretta progettazione, in particolare per le costruzioni realizzate in zona sismica.

Essa, infatti, è fondamentale ai fini della determinazione delle forze sismiche, in quanto incide sulla valutazione delle masse e dei periodi propri della struttura dai quali dipendono i valori delle accelerazioni (ordinate degli spettri di progetto).

La valutazione dei carichi e dei sovraccarichi è stata effettuata in accordo con le disposizioni del **Decreto Ministero Infrastrutture Trasporti 14 gennaio 2008** (G. U. 4 febbraio 2008, n. 29 - Suppl.Ord.) "Norme tecniche per le Costruzioni"

La valutazione dei carichi permanenti è effettuata sulle dimensioni definitive.

I calcoli e le verifiche sono condotti con il metodo semiprobabilistico degli stati limite secondo le indicazioni del D.M. 14 gennaio 2008.

Le azioni introdotte direttamente sono combinate con le altre (carichi permanenti, accidentali e sisma) mediante le combinazioni di carico di seguito descritte; da esse si ottengono i valori probabilistici da impiegare successivamente nelle verifiche.

Di seguito si riportano in maniera sintetica i carichi assunti per il calcolo della struttura:

- Azioni verticali:

TIPOLOGIA DI CARICO	DESCRIZIONE	ENTITA'	RIFERIMENTI
CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI (p.pr)	sovrastuttura stradale (misto bitumato 10 cm + binder 7 cm + tappetino 3 cm = 20 cm tot)	4000 N/m ²	(Peso Specifico medio per i materiali costituenti la sovrastuttura: 20000 N/m ³)
CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI (p.pr)	oletta collaborante cls armato - spessore 8 cm	2000 N/m ²	(Peso specif. medio cls armato: 25000N/m ³)
	pannello alveolare (h. 42cm)	5100 N/m ²	Dati da schede tecniche fornite da case produttrici
AZIONI VARIABILI	ponti di prima categoria (azioni da traffico)	Schema 1	(Cap. 5 Dm. 14/01/2008 Art. 5.1,3) - *1
	neve	1690 N/m ²	(Cap. 3 Dm. 14/01/2008 Art. 4.3) - *2

- Altre Azioni:

ALTRE AZIONI		
SPINTA DELLE TERRE	Terreno + sovraccarico della sede stradale	Per i dati sul terreno si rimanda Capitolo 3 della presente Relazione
AZIONE SISMICA	Sito localizzato in Zona Sismica 4 - Terreno di Fondazione di Categoria C	Per ulteriori dettagli sull'analisi sismica si rimanda al Cap. 6 della presente Relazione

- *1 – Azioni da Traffico:

Classificata la Struttura come ponte di prima categoria, la determinazione dei carichi è stata effettuata di conseguenza tenendo conto, compatibilmente con la dimensione della carreggiata esistente, secondo il seguente schema da normativa:



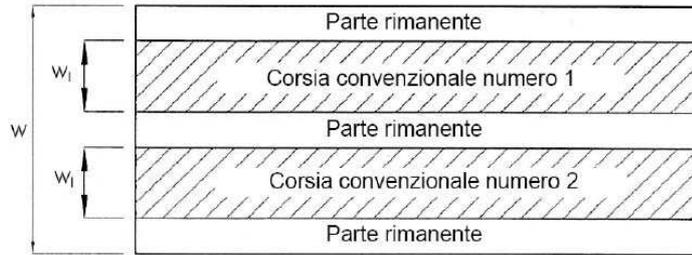
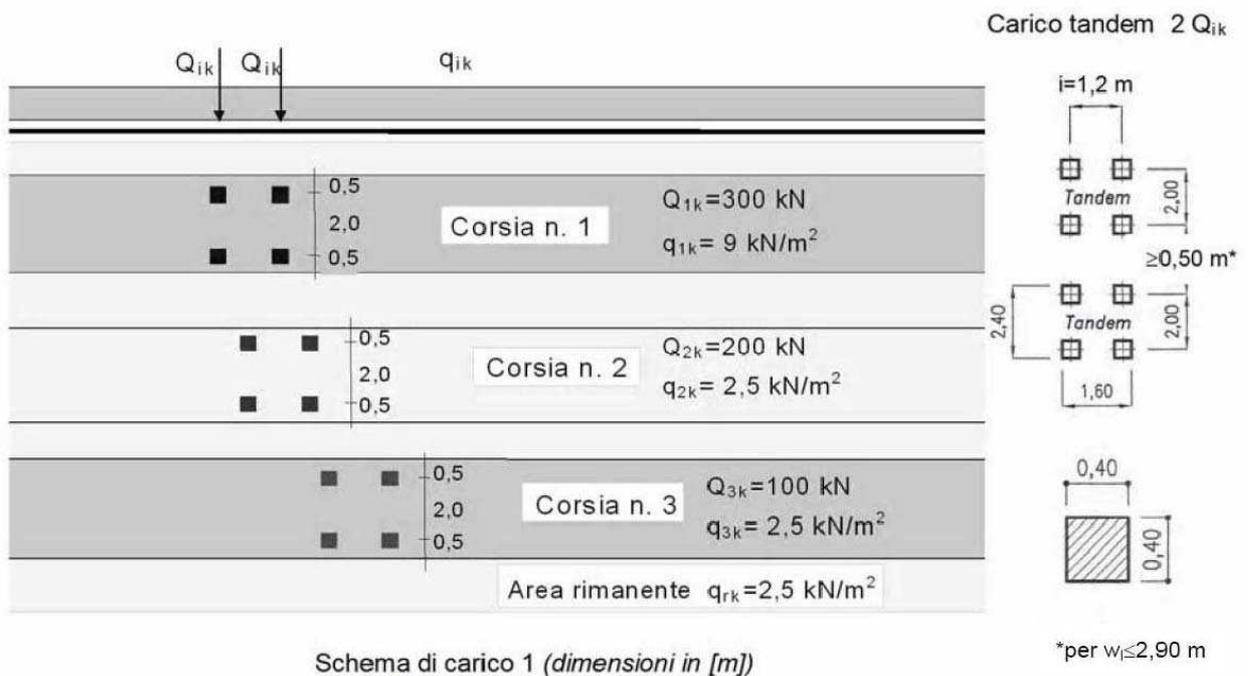


Figura 5.1.1 – Esempio di numerazione delle corsie

Tabella 5.1.I - Numero e Larghezza delle corsie

Larghezza di carreggiata "w"	Numero di corsie convenzionali	Larghezza di una corsia convenzionale [m]	Larghezza della zona rimanente [m]
$w < 5,40 \text{ m}$	$n_i = 1$	3,00	$(w-3,00)$
$5,4 \leq w < 6,0 \text{ m}$	$n_i = 2$	$w/2$	0
$6,0 \text{ m} \leq w$	$n_i = \text{Int}(w/3)$	3,00	$w - (3,00 \times n_i)$

Mentre per quanto attiene l'entità del carico si è proceduto come segue:



- *2 – Neve:

Il calcolo del Carico da Neve è stata effettuato ai sensi del Cap. 3.4 del D.M 14/01/2008 tramite l'applicazione della:



$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t \quad (3.3.7)$$

dove:

q_s è il carico neve sulla copertura;

μ_i è il coefficiente di forma della copertura, fornito al successivo § 3.4.5;

q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [kN/m^2], fornito al successivo § 3.4.2 per un periodo di ritorno di 50 anni;

C_E è il coefficiente di esposizione di cui al § 3.4.3;

C_t è il coefficiente termico di cui al § 3.4.4.

Il sito in esame localizzato nella Provincia dell'Ogliastra e si trova ad un'altitudine a_s di circa 790 m slm pertanto è stata applicata la seguente formula di calcolo per la determinazione del valore caratteristico della neve al suolo:

Zona III

Agrigento, Avellino, Benevento, Brindisi, Cagliari, Caltanissetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotone, Enna, Frosinone, Grosseto, L'Aquila, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, **Ogliastra**, Olbia Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Rieti, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo:

$$\begin{aligned} q_{sk} &= 0,60 \text{ kN/m}^2 & a_s &\leq 200 \text{ m} \\ q_{sk} &= 0,51 [1 + (a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2 & a_s &> 200 \text{ m} \end{aligned} \quad (3.3.11)$$

Il valore del Coefficiente di esposizione è stato assunto pari ad 1 (così come il coefficiente topografico)

Tabella 3.4.1 – Valori di C_E per diverse classi di topografia

Topografia	Descrizione	C_E
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti.	0,9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.	1,0
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti	1,1

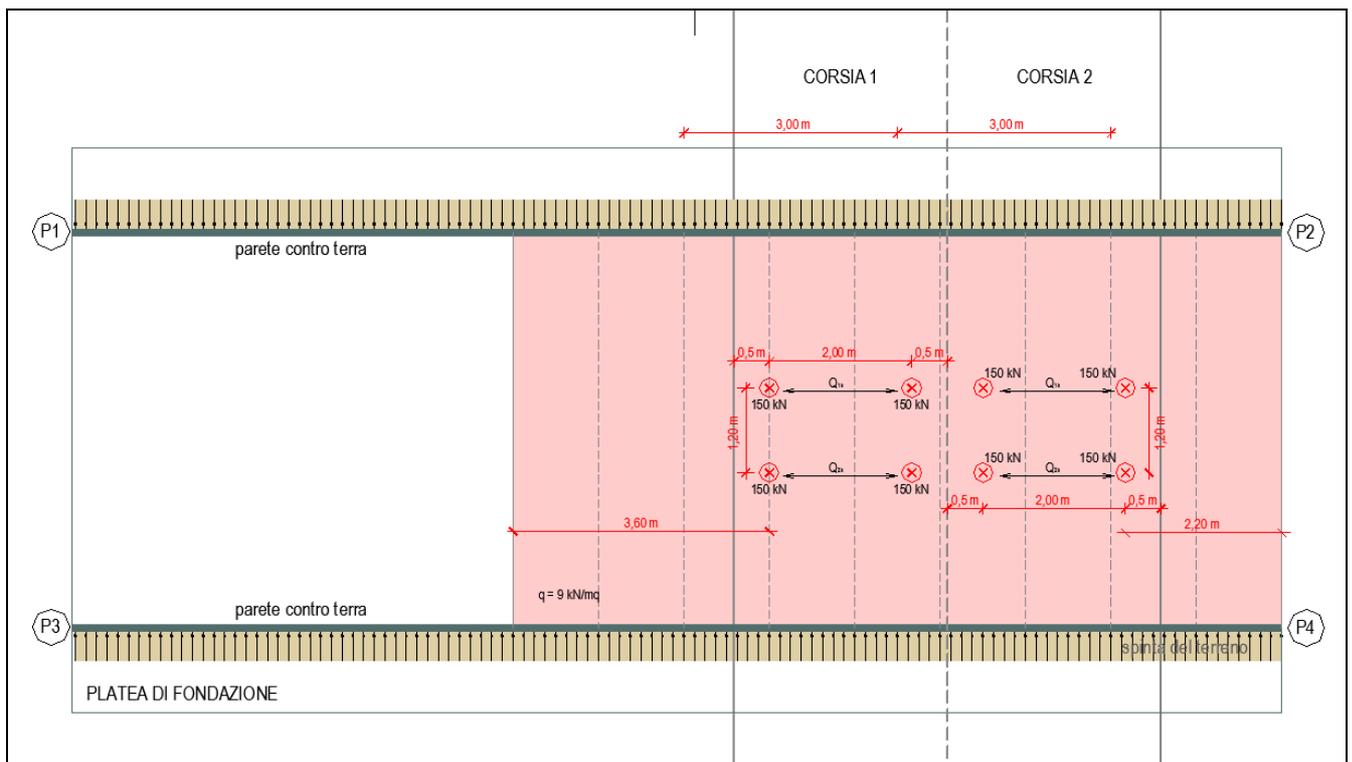
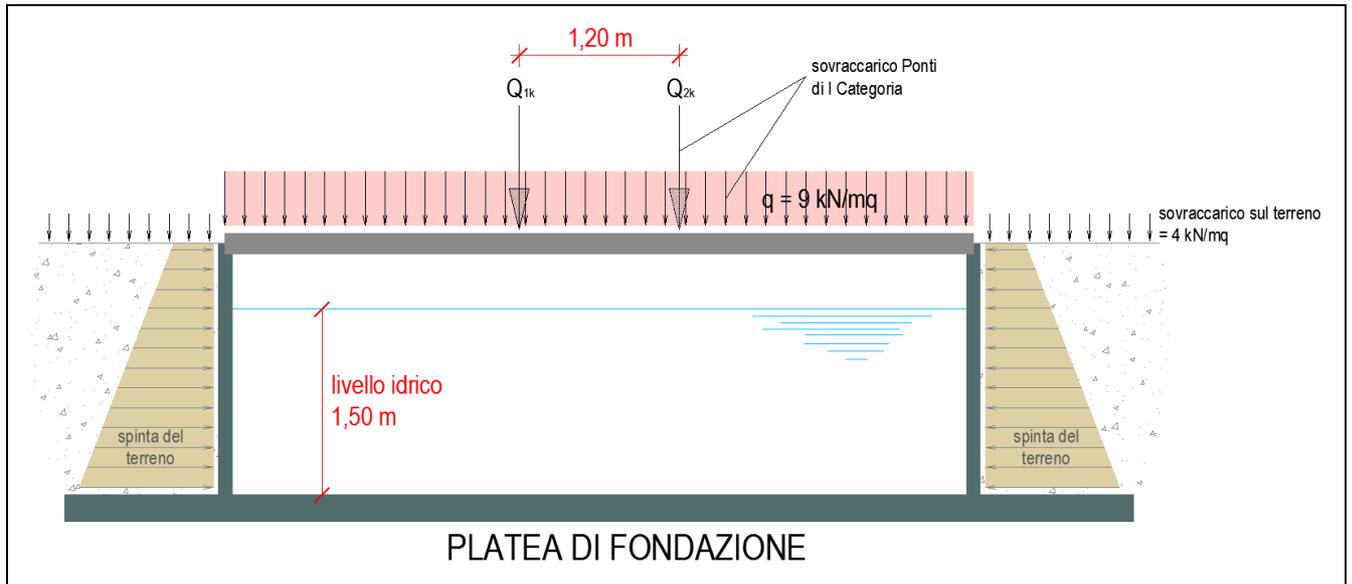
Infine il valore del coefficiente di forma è stato assunto pari a 0.8 (equiparando l'impalcato ad una copertura piana).

Il valore da assumersi per il carico da Neve è risultato pertanto: $q_s = 1690 \text{ N/m}^2$.



4.1 – Applicazione dei sovraccarichi

Di seguito si esemplifica graficamente l'applicazione dei carichi considerati nella modellazione strutturale effettuata.



Negli schemi sopra riportati sono evidenziati in particolar modo i punti di applicazione dei sovraccarichi da traffico; risulta inoltre evidente che le pareti dell'attraversamento in oggetto saranno sottoposte all'azione verticale trasmessa all'appoggio dalla soletta carrabile ed all'azione di spinta delle terre. Ai fini del calcolo e della verifica la condizione di carico più gravosa per le spalle risulterà quella che non tiene conto della spinta idrostatica dovuta alla eventuale presenza di acqua all'interno del canale in quanto questa agirebbe a contrasto con la spinta delle terre (compensandola).



D'altra parte ai fini del calcolo e della verifica della platea di fondazione la combinazione dei carico più gravosa sarà quella che tiene conto della eventuale presenza d'acqua all'interno del canale. A tale proposito è stato considerato un battente d'acqua pari a 1,5 m.

Per quanto attiene la spinta delle terre si è inoltre tenuto conto di un sovraccarico sul terrapieno pari a 4000 N/mq per tenere conto della sovrastruttura stradale.

Il carico da neve è considerato uniformemente distribuito sull'impalcato.

5 - VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

L'azione sismica è stata valutata in conformità alle indicazioni riportate al capitolo 3.2 del D.M. 14 gennaio 2008 "Norme tecniche per le Costruzioni"

In particolare il procedimento per la definizione degli spettri di progetto per i vari Stati Limite per cui sono state effettuate le verifiche è stato il seguente:

- definizione della Vita Nominale e della Classe d'Uso della struttura, il cui uso combinato ha portato alla definizione del Periodo di Riferimento dell'azione sismica.
- Individuazione, tramite latitudine e longitudine, dei parametri sismici di base a_g , F_0 e T_c^* per tutti e quattro gli Stati Limite previsti (SLO, SLD, SLV e SLC); l'individuazione è stata effettuata interpolando tra i 4 punti più vicini al punto di riferimento dell'edificio.
- Determinazione dei coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica.
- Calcolo del periodo T_c corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello Spettro.

I dati così calcolati sono stati utilizzati per determinare gli Spettri di Progetto nelle verifiche agli Stati Limite considerate.

Si riportano di seguito le coordinate geografiche del sito:

Latitudine	Longitudine	Altitudine
°	°	m
39° 57' 36"	9° 27' 35"	790

5.1 Verifiche di regolarità

Sia per la scelta del metodo di calcolo, sia per la valutazione del fattore di struttura adottato, deve essere effettuato il controllo della regolarità della struttura.

La tabella seguente riepiloga, per la struttura in esame, le condizioni di regolarità in pianta ed in altezza soddisfatte.

REGOLARITÀ DELLA STRUTTURA IN PIANTA	
La configurazione in pianta è compatta e approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione di masse e rigidità	SI
Il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui la costruzione risulta inscritta è inferiore a 4	SI



Nessuna dimensione di eventuali rientri o sporgenze supera il 25 % della dimensione totale della costruzione nella corrispondente direzione	SI
Gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali e sufficientemente resistenti	SI

REGOLARITÀ DELLA STRUTTURA IN ALTEZZA	
Tutti i sistemi resistenti verticali (quali telai e pareti) si estendono per tutta l'altezza della costruzione	SI
Massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25 %, la rigidezza non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidezza si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. o pareti e nuclei in muratura di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base	SI
Nelle strutture intelaiate progettate in CD "B" il rapporto tra resistenza effettiva e resistenza richiesta dal calcolo non è significativamente diverso per orizzontamenti diversi (il rapporto fra la resistenza effettiva e quella richiesta, calcolata ad un generico orizzontamento, non deve differire più del 20% dall'analogo rapporto determinato per un altro orizzontamento); può fare eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti	SI
Eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengono in modo graduale da un orizzontamento al successivo, rispettando i seguenti limiti: ad ogni orizzontamento il rientro non supera il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento, né il 20% della dimensione corrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro piani per il quale non sono previste limitazioni di restringimento	SI

La rigidezza è calcolata come rapporto fra il taglio complessivamente agente al piano e δ , spostamento relativo di piano (Il taglio di piano è la sommatoria delle azioni orizzontali agenti al di sopra del piano considerato).

Tutti i valori calcolati ed utilizzati per le verifiche sono riportati nei tabulati di calcolo nella relativa sezione.

La struttura è pertanto:

- REGOLARE in pianta
- REGOLARE in altezza

5.2 Classe di duttilità

La classe di duttilità è rappresentativa della capacità dell'edificio in cemento armato di dissipare energia in campo anelastico per azioni cicliche ripetute.

Le deformazioni anelastiche devono essere distribuite nel maggior numero di elementi duttili, in particolare le travi, salvaguardando in tal modo i pilastri e soprattutto i nodi travi pilastro che sono gli elementi più fragili.

Il D.M. 14 gennaio 2008 definisce due tipi di comportamento strutturale:

- a) comportamento strutturale non-dissipativo;
- b) comportamento strutturale dissipativo.

Per strutture con comportamento strutturale dissipativo si distinguono due livelli di Capacità Dissipativa o Classi di Duttilità (CD).



CD"A" (Alta);
CD"B" (Bassa).

La differenza tra le due classi risiede nell'entità delle plasticizzazioni cui ci si riconduce in fase di progettazione; per ambedue le classi, onde assicurare alla struttura un comportamento dissipativo e duttile evitando rotture fragili e la formazione di meccanismi instabili imprevisi, si fa ricorso ai procedimenti tipici della gerarchia delle resistenze.

La struttura in esame è stata progettata in classe di duttilità BASSA.

5.3 Spettri di Progetto per S.L.U. e S.L.D.

L'edificio è stato progettato per una Vita Nominale pari a 50 e per Classe d'Uso pari a 2.

In base alle indagini geognostiche effettuate si è classificato il suolo di fondazione di categoria C, cui corrispondono i seguenti valori per i parametri necessari alla costruzione degli spettri di risposta orizzontale e verticale:

Stato Limite	Coef. Ampl. Strat.
Stato limite di operatività	1.50
Stato limite di danno	1.50
Stato limite salvaguardia della vita	1.50
Stato limite prevenzione collasso	1.50

Per la definizione degli spettri di risposta, oltre all'accelerazione a_g al suolo (dipendente dalla classificazione sismica del Comune) occorre determinare il Fattore di Struttura q .

Il Fattore di struttura q è un fattore riduttivo delle forze elastiche introdotto per tenere conto delle capacità dissipative della struttura che dipende dal sistema costruttivo adottato, dalla Classe di Duttilità e dalla regolarità in altezza.

Si è inoltre assunto il Coefficiente di Amplificazione Topografica S_T pari a 1,00.

L'edificio è stato progettato per appartenere alla Classe 2

Tali succitate caratteristiche sono riportate negli allegati tabulati di calcolo al punto "DATI GENERALI ANALISI SISMICA".

Per la struttura in esame sono stati determinati i seguenti valori:

Stato Limite di salvaguardia della Vita

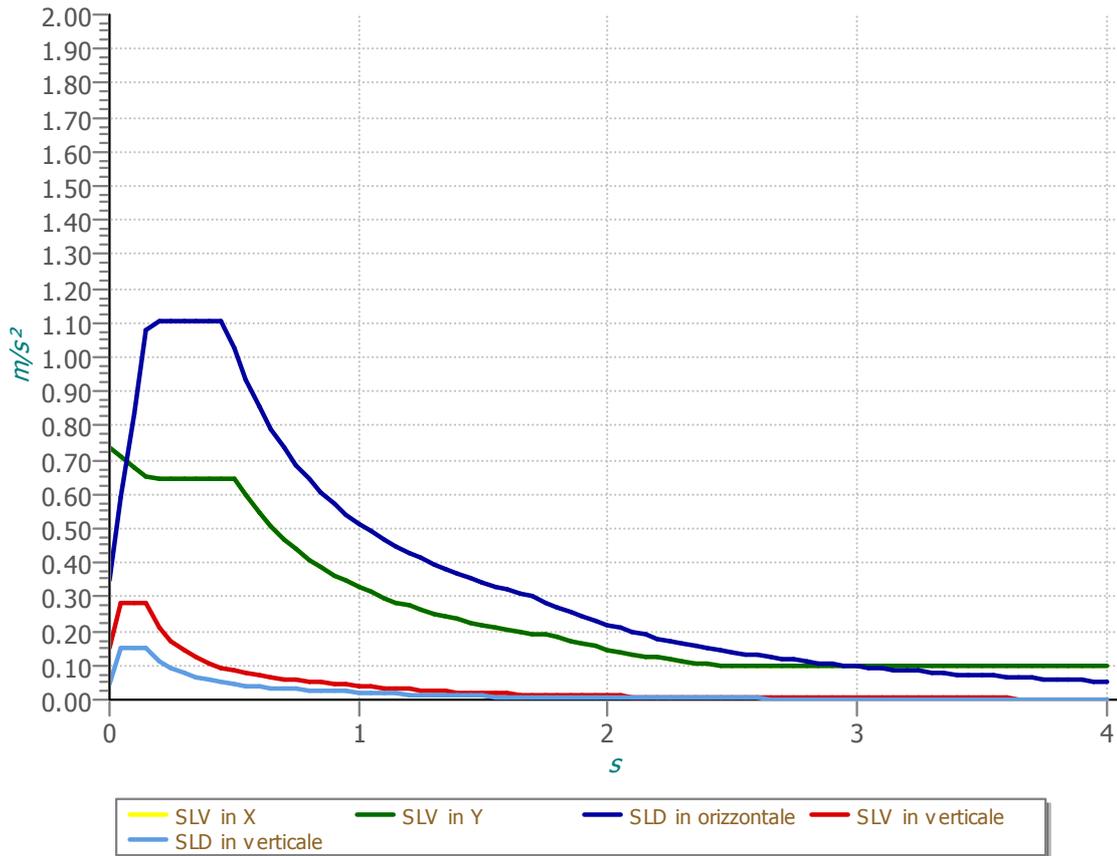
Fattore di Struttura q per sisma orizzontale in direzione X: 3,30

Fattore di Struttura q per sisma orizzontale in direzione Y: 3,30

Fattore di Struttura q per sisma verticale: 1,50

Gli spettri utilizzati sono riportati nella successiva figura.



SPETTRI di RISPOSTA di ACCELERAZIONE**5.4 Metodo di Analisi**

Gli effetti del sisma sono stati valutati convenzionalmente mediante analisi statica della struttura soggetta a:

- un sistema di forze orizzontali parallele alle direzioni ipotizzate per il sisma, distribuite (sia planimetricamente che altimetricamente) in modo da simulare gli effetti dinamici del sisma.
- un sistema di forze verticali, distribuite sulla struttura proporzionalmente alle masse presenti.

Le sollecitazioni derivanti da tali azioni sono state composte poi con quelle derivanti da carichi verticali, orizzontali non sismici secondo le varie combinazioni di carico probabilistiche.

Il calcolo è stato effettuato mediante un programma agli elementi finiti le cui caratteristiche verranno descritte nel seguito.

Il calcolo degli effetti dell'azione sismica è stato eseguito con riferimento alla struttura spaziale, tenendo cioè conto degli elementi interagenti fra loro secondo l'effettiva realizzazione escludendo i tamponamenti. Non ci sono approssimazioni su tetti inclinati, piani sfalsati o scale, solette, pareti irrigidenti e nuclei.

Si è tenuto conto delle deformabilità taglianti e flessionali degli elementi monodimensionali; pareti, setti, solette sono stati correttamente schematizzati tramite elementi finiti a tre/quattro nodi con comportamento sia a piastra che a lastra.

Sono stati considerati sei gradi di libertà per nodo; in ogni nodo della struttura sono state applicate le forze sismiche derivanti dalle masse circostanti.

Le sollecitazioni derivanti da tali forze sono state poi combinate con quelle derivanti dagli altri



carichi come prima specificato.

5.5 Combinazione delle componenti dell'azione sismica

Il sisma viene convenzionalmente considerato come agente separatamente in due direzioni tra loro ortogonali prefissate; per tenere conto che nella realtà il moto del terreno durante l'evento sismico ha direzione casuale e in accordo con le prescrizioni normative, per ottenere l'effetto complessivo del sisma, a partire dagli effetti delle direzioni calcolati separatamente, si è provveduto a sommare i massimi ottenuti in una direzione con il 30% dei massimi ottenuti per l'azione applicata nell'altra direzione. L'azione sismica verticale è stata considerata in presenza di elementi pressoché orizzontali con luce superiore a 20 m, di elementi principali precompressi o di elementi a mensola.

5.6 Eccentricità accidentali

Per valutare le eccentricità accidentali, previste in aggiunta all'eccentricità effettiva sono state considerate condizioni di carico aggiuntive ottenute applicando l'azione sismica nelle posizioni del centro di massa di ogni piano ottenute traslando gli stessi, in ogni direzione considerata, di una distanza pari a +/- 5% della dimensione massima del piano in direzione perpendicolare all'azione sismica.

6 - AZIONI SULLA STRUTTURA

I calcoli e le verifiche sono condotti con il metodo semiprobabilistico degli stati limite secondo le indicazioni del D.M. 14 gennaio 2008.

I carichi agenti sui solai, derivanti dall'analisi dei carichi, vengono ripartiti dal programma di calcolo in modo automatico sulle membrature (travi, pilastri, pareti, solette, platee, ecc.).

I carichi dovuti ai tamponamenti, sia sulle travi di fondazione che su quelle di piano, sono schematizzati come carichi lineari agenti esclusivamente sulle aste.

Su tutti gli elementi strutturali è inoltre possibile applicare direttamente ulteriori azioni concentrate e/o distribuite (variabili con legge lineare ed agenti lungo tutta l'asta o su tratti limitati di essa).

Le azioni introdotte direttamente sono combinate con le altre (carichi permanenti, accidentali e sisma) mediante le combinazioni di carico di seguito descritte; da esse si ottengono i valori probabilistici da impiegare successivamente nelle verifiche.

6.1 Stato Limite di Salvaguardia della Vita

Le azioni sulla costruzione sono state cumulate in modo da determinare condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della probabilità ridotta di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli, come consentito dalle norme vigenti.

Per gli stati limite ultimi sono state adottate le combinazioni del tipo:

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

dove:



- G_1 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo);
- G_2 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- P rappresenta pretensione e precompressione;
- Q azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo:
- di lunga durata: agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura;
 - di breve durata: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura;
- Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico della i -esima azione variabile;
- $\gamma_g, \gamma_q, \gamma_p$ coefficienti parziali come definiti nella tabella 2.6.I del DM 14 gennaio 2008;
- ψ_{0i} sono i coefficienti di combinazione per tenere conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i rispettivi valori caratteristici.

Le 160 combinazioni risultanti sono state costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico elementare: ciascuna condizione di carico accidentale, a rotazione, è stata considerata sollecitazione di base (Q_{1k} nella formula precedente).

I coefficienti relativi a tali combinazioni di carico sono riportati negli allegati tabulati di calcolo.

In zona sismica, oltre alle sollecitazioni derivanti dalle generiche condizioni di carico statiche, devono essere considerate anche le sollecitazioni derivanti dal sisma. L'azione sismica è stata combinata con le altre azioni secondo la seguente relazione:

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

dove:

- E azione sismica per lo stato limite e per la classe di importanza in esame;
- G_1 rappresenta peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
- G_2 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- P_K rappresenta pretensione e precompressione;
- ψ_{2i} coefficiente di combinazione delle azioni variabili Q_i ;
- Q_{ki} valore caratteristico dell'azione variabile Q_i ;

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

$$G_K + \sum_i (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

I valori dei coefficienti ψ_{2i} sono riportati nella seguente tabella:



Categoria/Azione	Ψ_{2i}
Categoria A – Ambienti ad uso residenziale	0,3
Categoria B – Uffici	0,3
Categoria C – Ambienti suscettibili di affollamento	0,6
Categoria D – Ambienti ad uso commerciale	0,6
Categoria E – Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	0,8
Categoria F – Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,6
Categoria G – Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,3
Categoria H – Coperture	0,0
Vento	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,2
Variazioni termiche	0,0

Le verifiche strutturali e geotecniche, come definite al punto 2.6.1 del D.M. 14 gennaio 2008, sono state effettuate con l'approccio 2 come definito al citato punto, definito sinteticamente come (A1+M1+R3); le azioni sono state amplificate tramite i coefficienti della colonna A1 definiti nella tabella 6.2.I del D.M. 14 gennaio 2008, i valori di resistenza del terreno sono stati considerati al loro valore caratteristico (coefficienti M1 della tabella 2.6.II tutti unitari), i valori calcolati delle resistenze totali dell'elemento strutturale sono stati divisi per R3 nelle verifiche di tipo GEO.

Si è quindi provveduto a progettare le armature di ogni elemento strutturale per ciascuno dei valori ottenuti secondo le modalità precedentemente illustrate. Nella sezione relativa alle verifiche dei "Tabulati di calcolo" in allegato sono riportati, per brevità, i valori della sollecitazione relativi alla combinazione cui corrisponde il minimo valore del coefficiente di sicurezza.

6.2 Stato Limite di Danno

L'azione sismica, ottenuta dallo spettro di progetto per lo Stato Limite di Danno, è stata combinata con le altre azioni mediante una relazione del tutto analoga alla precedente:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_i \Psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

dove:

E azione sismica per lo stato limite e per la classe di importanza in esame;

G_1 rappresenta peso proprio di tutti gli elementi strutturali;

G_2 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali

P_K rappresenta pretensione e precompressione;

Ψ_{2i} coefficiente di combinazione delle azioni variabili Q_i ;

Q_{ki} valore caratteristico dell'azione variabile Q_i ;



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

$$G_K + \sum_i (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

I valori dei coefficienti ψ_{2i} sono riportati nella tabella di cui allo SLV.

6.3 Stati Limite di Esercizio

Allo Stato Limite di Esercizio le sollecitazioni con cui sono state semiprogettate le aste in c.a. sono state ricavate applicando le formule riportate nel D.M. 14 gennaio 2008 - Norme tecniche per le costruzioni - al punto 2.5.3. Per le verifiche agli stati limite di esercizio, a seconda dei casi, si fa riferimento alle seguenti combinazioni di carico:

combinazione rara
$$F_d = \sum_{j=1}^m (G_{Kj}) + Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{0i} \cdot Q_{ki}) + \sum_{h=1}^l (P_{kh})$$

combinazione frequente
$$F_d = \sum_{j=1}^m (G_{Kj}) + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ki}) + \sum_{h=1}^l (P_{kh})$$

combinazione quasi permanente
$$F_d = \sum_{j=1}^m (G_{Kj}) + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ki}) + \sum_{h=1}^l (P_{kh})$$

dove:

- G_{kj} valore caratteristico della j-esima azione permanente;
- P_{kh} valore caratteristico della h-esima deformazione impressa;
- Q_{kl} valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione;
- Q_{ki} valore caratteristico della i-esima azione variabile;
- ψ_{0i} coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili di durata breve ma ancora significativi nei riguardi della possibile concomitanza con altre azioni variabili;
- ψ_{1i} coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili ai frattili di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei;
- ψ_{2i} coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni ammissibili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei.

Ai coefficienti ψ_{0i} , ψ_{1i} , ψ_{2i} sono attribuiti i seguenti valori:

Azione	ψ_{0i}	ψ_{1i}	ψ_{2i}
Categoria A – Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B – Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C – Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D – Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F – Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6



Categoria G – Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H – Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

In maniera analoga a quanto illustrato nel caso dello SLU le combinazioni risultanti sono state costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico; a turno ogni condizione di

carico accidentale è stata considerata sollecitazione di base (Q_{1k} nella formula (1)), con ciò dando origine a tanti valori combinati. Per ognuna delle combinazioni ottenute, in funzione dell'elemento (trave, pilastro, etc...) sono state effettuate le verifiche allo SLE (tensioni, deformazioni e fessurazione).

Negli allegati tabulati di calcolo sono riportanti i coefficienti relativi alle combinazioni di calcolo generate relativamente alle combinazioni di azioni "Quasi Permanente" (1), "Frequente" (4) e "Rara" (4).

Nelle sezioni relative alle verifiche allo SLE dei citati tabulati, inoltre, sono riportati i valori delle sollecitazioni relativi alle combinazioni che hanno originato i risultati più gravosi.

7 - CODICE DI CALCOLO IMPIEGATO

7.1 Denominazione

Nome del Software	EdiLus
Versione	20.00
Caratteristiche del Software	Software per il calcolo di strutture agli elementi finiti per Windows
Produzione e Distribuzione	ACCA software S.p.A. Via Michelangelo Cianciulli 83048 Montella (AV) Tel. 0827/69504 r.a. - Fax 0827/601235 e-mail: info@acca.it - Internet: www.acca.it

7.2 Sintesi delle funzionalità generali

Il pacchetto consente di modellare la struttura, di effettuare il dimensionamento e le verifiche di tutti gli elementi strutturali e di generare gli elaborati grafici esecutivi.

È una procedura integrata dotata di tutte le funzionalità necessarie per consentire il calcolo completo di una struttura mediante il metodo degli elementi finiti (FEM); la modellazione della struttura è realizzata tramite elementi Beam (travi e pilastri) e Shell (platee, pareti, solette).

L'input della struttura avviene per oggetti (travi, pilastri, solai, solette, pareti, etc.) in un ambiente grafico integrato; il modello di calcolo agli elementi finiti, che può essere visualizzato in qualsiasi momento in una apposita finestra, viene generato dinamicamente dal software.

Apposite funzioni consentono la creazione e la manutenzione di archivi Sezioni, Materiali e Carichi; tali archivi sono generali, nel senso che sono creati una tantum e sono pronti per ogni calcolo, potendoli comunque integrare/modificare in ogni momento.



L'utente non può modificare il codice ma soltanto eseguire delle scelte come:

- definire i vincoli di estremità per ciascun elemento (vincoli interni) e gli eventuali vincoli nei nodi (vincoli esterni);
- modificare i parametri necessari alla definizione dell'azione sismica;
- definire condizioni di carico;
- definire gli impalcati come rigidi o meno.

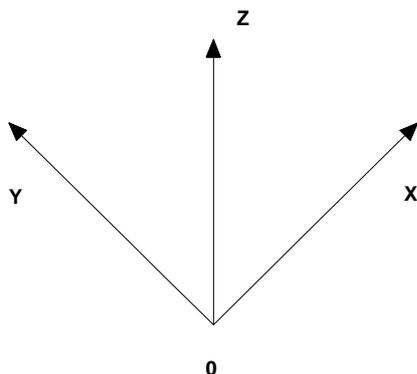
Il calcolo si basa sul solutore agli elementi finiti MICROSAP prodotto dalla società TESYS srl. La scelta di tale codice è motivata dall'elevata affidabilità dimostrata e dall'ampia documentazione a disposizione, dalla quale risulta la sostanziale uniformità dei risultati ottenuti su strutture standard con i risultati internazionalmente accettati ed utilizzati come riferimento.

Tutti i risultati del calcolo sono forniti, oltre che in formato numerico, anche in formato grafico permettendo così di evidenziare agevolmente eventuali incongruenze.

Il programma consente la stampa di tutti i dati di input, dei dati del modello strutturale utilizzato, dei risultati del calcolo e delle verifiche dei diagrammi delle sollecitazioni e delle deformate.

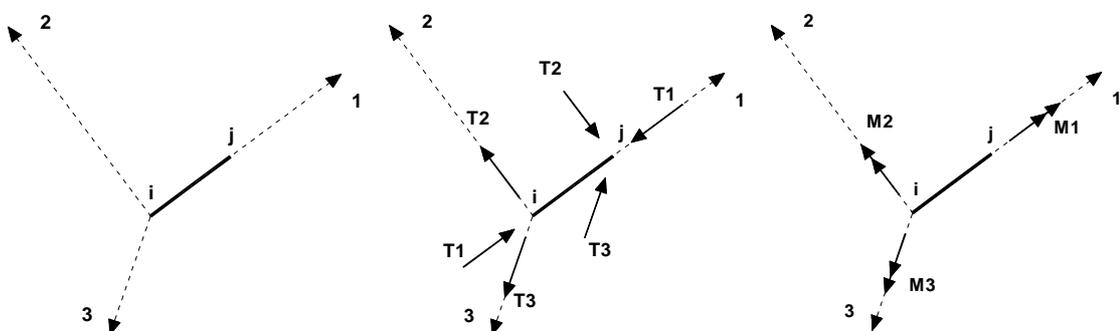
7.3 Sistemi di Riferimento

7.3.1 Riferimento globale



Il sistema di riferimento globale, rispetto al quale va riferita l'intera struttura, è costituito da una terna di assi cartesiani sinistrorsa OXYZ (X,Y, e Z sono disposti e orientati rispettivamente secondo il pollice, l'indice ed il medio della mano destra, una volta posizionati questi ultimi a 90° tra loro).

7.3.2 Riferimento locale per travi



L'elemento Trave è un classico elemento strutturale in grado di ricevere Carichi distribuiti e Carichi



Nodali applicati ai due nodi di estremità; per effetto di tali carichi nascono, negli estremi, sollecitazioni di taglio, sforzo normale, momenti flettenti e torcenti.

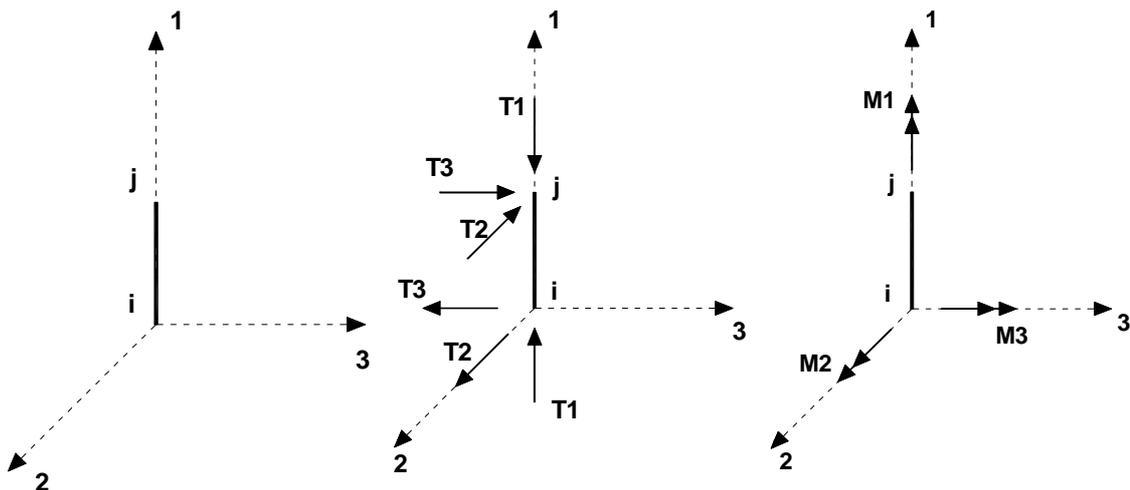
Definiti i e j i nodi iniziale e finale della Trave, viene individuato un sistema di assi cartesiani 1-2-3 locale all'elemento, con origine nel Nodo i così composto:

- asse 1 orientato dal nodo i al nodo j;
- assi 2 e 3 appartenenti alla sezione dell'elemento e coincidenti con gli assi principali d'inerzia della sezione stessa.

Le sollecitazioni verranno fornite in riferimento a tale sistema di riferimento:

- Sollecitazione di Trazione o Compressione T1 (agente nella direzione i-j);
- Sollecitazioni taglienti T2 e T3, agenti nei due piani 1-2 e 1-3, rispettivamente secondo l'asse 2 e l'asse 3;
- Sollecitazioni che inducono flessione nei piani 1-3 e 1-2 (M2 e M3);
- Sollecitazione torcente M1.

7.3.3 Riferimento locale per pilastri



Definiti i e j come i due nodi iniziale e finale del pilastro, viene individuato un sistema di assi cartesiani 1-2-3 locale all'elemento, con origine nel Nodo i così composto:

- asse 1 orientato dal nodo i al nodo j;
- asse 2 perpendicolare all' asse 1, parallelo e discorde all'asse globale Y;
- asse 3 che completa la terna destrorsa, parallelo e concorde all'asse globale X.

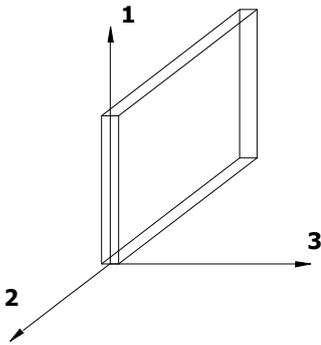
Tale sistema di riferimento è valido per Pilastri con angolo di rotazione pari a '0' gradi; una rotazione del pilastro nel piano XY ha l'effetto di ruotare anche tale sistema (ad es. una rotazione di '90' gradi porterebbe l'asse 2 a essere parallelo e concorde all'asse X, mentre l'asse 3 sarebbe parallelo e concorde all'asse globale Y). La rotazione non ha alcun effetto sull'asse 1 che coinciderà sempre e comunque con l'asse globale Z.

Per quanto riguarda le sollecitazioni si ha:



- una forza di trazione o compressione T1, agente lungo l'asse locale 1;
- due forze taglienti T2 e T3 agenti lungo i due assi locali 2 e 3;
- due vettori momento (flettente) M2 e M3 agenti lungo i due assi locali 2 e 3;
- un vettore momento (torcente) M1 agente lungo l'asse locale nel piano 1.

7.3.4 Riferimento locale per pareti



Una parete è costituita da una sequenza di setti; ciascun setto è caratterizzato da un sistema di riferimento locale 1-2-3 così individuato:

- asse 1, coincidente con l'asse globale Z;
- asse 2, parallelo e discorde alla linea d'asse della traccia del setto in pianta;
- asse 3, ortogonale al piano della parete, che completa la terna levogira.

Su ciascun setto l'utente ha la possibilità di applicare uno o più carichi uniformemente distribuiti comunque orientati nello spazio; le componenti di tali carichi possono essere fornite, a discrezione dell'utente, rispetto al riferimento globale XYZ oppure rispetto al riferimento locale 123 appena definito.

Si rende necessario, a questo punto, meglio precisare le modalità con cui EdiLus restituisce i risultati di calcolo.

Nel modello di calcolo agli elementi finiti ciascun setto è discretizzato in una serie di elementi tipo "shell" interconnessi; il solutore agli elementi finiti integrato nel programma EdiLus, definisce un riferimento locale per ciascun elemento shell e restituisce i valori delle tensioni esclusivamente rispetto a tali riferimenti.

Il software EdiLus provvede ad omogeneizzare tutti i valori riferendoli alla terna 1-2-3. Tale operazione consente, in fase di input, di ridurre al minimo gli errori dovuti alla complessità d'immissione dei dati stessi ed allo stesso tempo di restituire all'utente dei risultati facilmente interpretabili.

Tutti i dati cioè, sia in fase di input che in fase di output, sono organizzati secondo un criterio razionale vicino al modo di operare del tecnico e svincolato dal procedimento seguito dall'elaboratore elettronico.

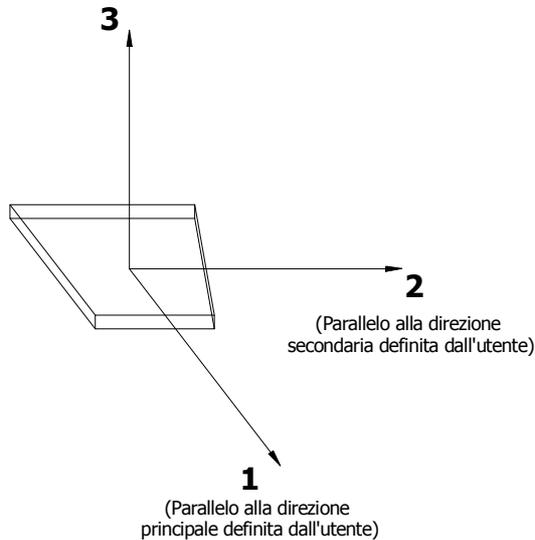
In tal modo ad esempio, il significato dei valori delle tensioni può essere compreso con immediatezza non solo dal progettista che ha operato con il programma ma anche da un tecnico terzo non coinvolto nell'elaborazione; entrambi, così, potranno controllare con facilità dal tabulato di calcolo, la congruità dei valori riportati.

Un'ultima notazione deve essere riservata alla modalità con cui il programma fornisce le armature delle pareti, con riferimento alla faccia anteriore e posteriore.

La faccia anteriore è quella di normale uscente concorde all'asse 3 come prima definito o, identicamente, quella posta alla destra dell'osservatore che percorresse il bordo superiore della parete concordemente al verso di tracciamento.



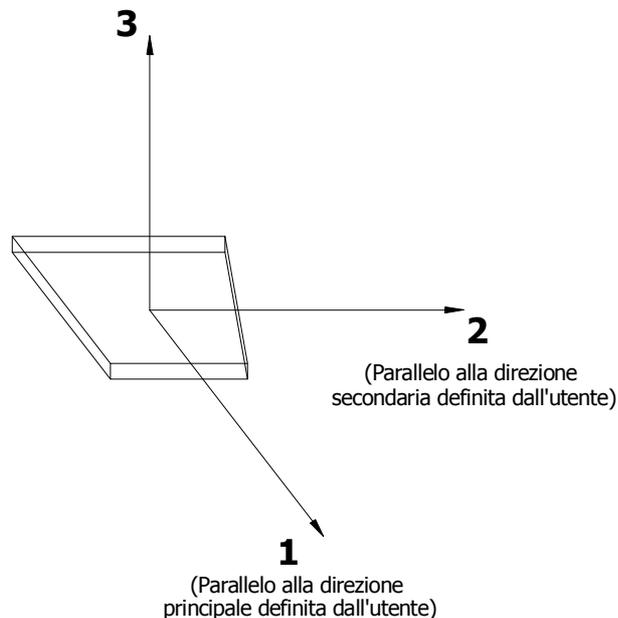
7.3.5 Riferimento locale per solette



In maniera analoga a quanto avviene per i setti, ciascuna soletta è caratterizzata da un sistema di riferimento locale 1,2,3 così definito:

- asse 1, coincidente con la direzione principale di armatura;
- asse 2, coincidente con la direzione secondaria di armatura;
- asse 3, ortogonale al piano della parete, che completa la terna levogira.

7.3.6 Riferimento locale per platee



Anche per le platee, analogamente a quanto descritto per le solette, è definito un sistema di riferimento locale 1,2,3:

- asse 1, coincidente con la direzione principale di armatura;
- asse 2, coincidente con la direzione secondaria di armatura;
- asse 3, ortogonale al piano della parete, che completa la terna levogira.



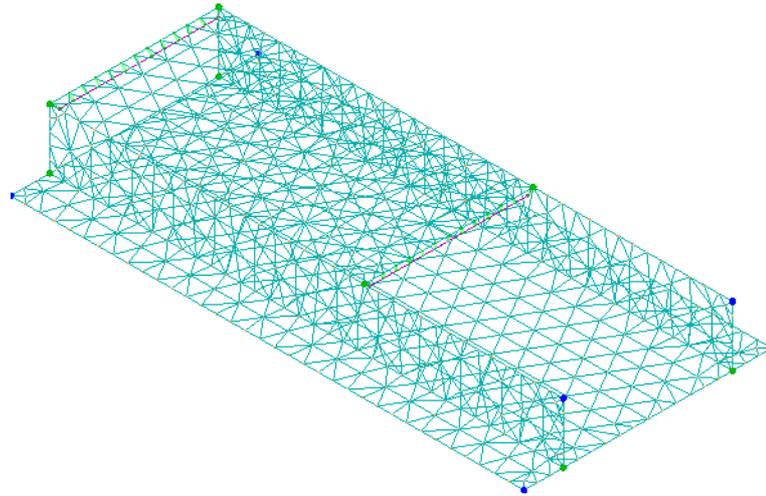
7.4 Modello di Calcolo

Il modello della struttura viene creato automaticamente dal codice di calcolo, individuando i vari elementi strutturali e fornendo le loro caratteristiche geometriche e meccaniche.

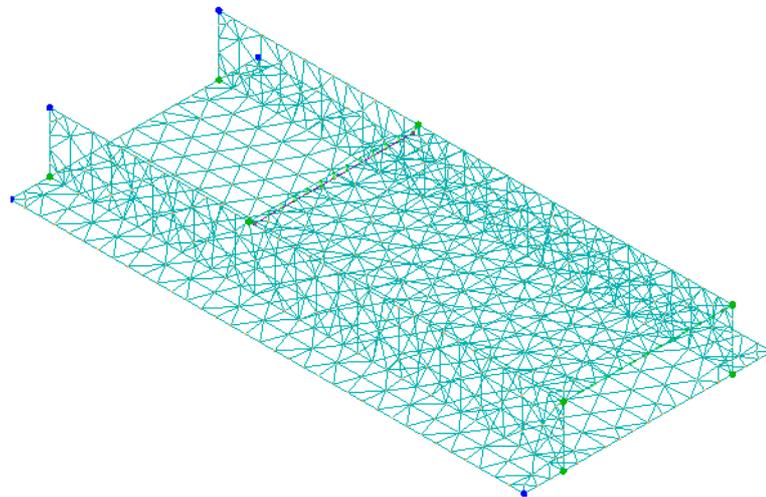
Viene definita un'opportuna numerazione degli elementi (nodi, aste, shell) costituenti il modello, al fine di individuare celermente ed univocamente ciascun elemento nei tabulati di calcolo.

Qui di seguito è fornita una rappresentazione grafica dettagliata della discretizzazione operata con evidenziazione dei nodi e degli elementi.

Vista Anteriore

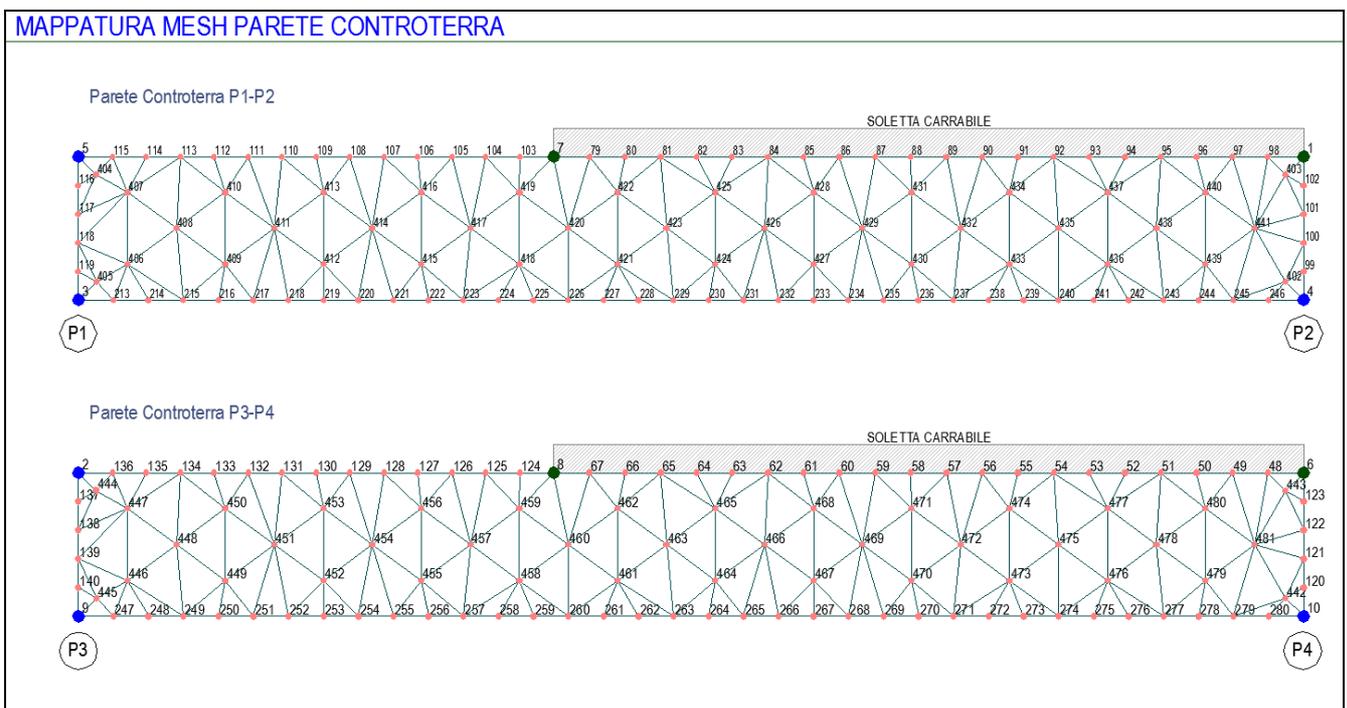
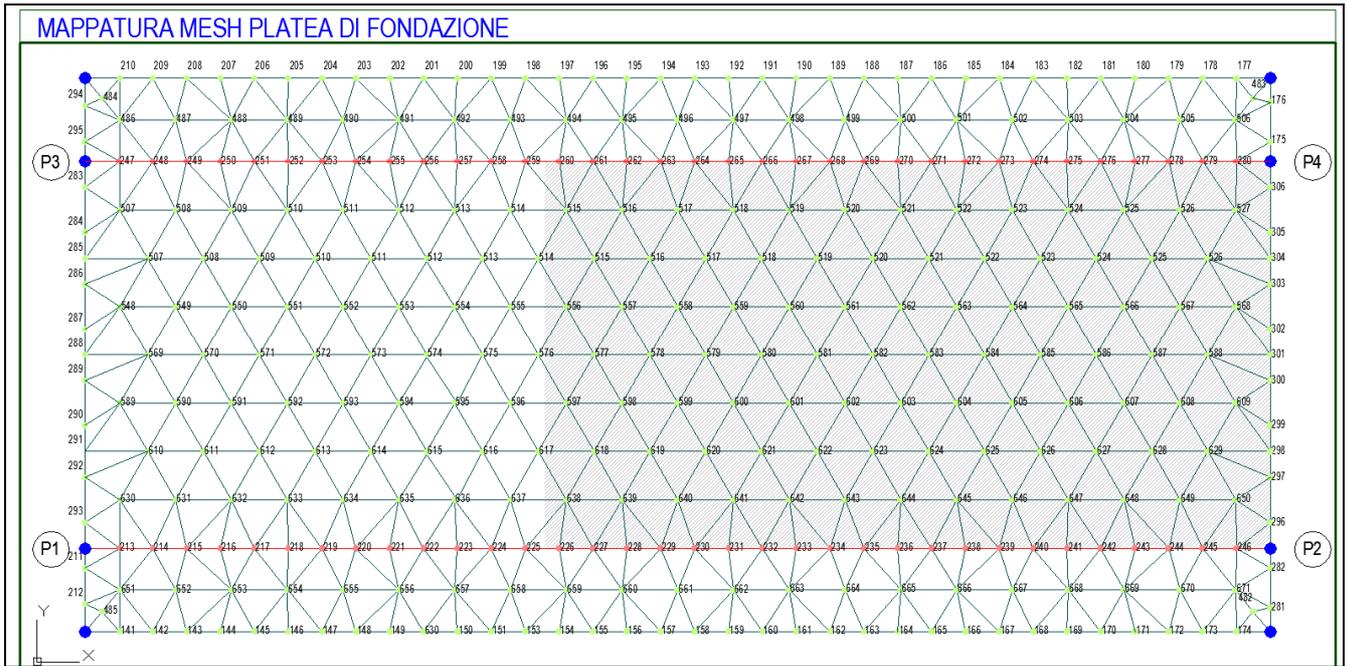


Vista Posteriore



Per maggior chiarezza si riportano di seguito la "mappatura dettagliata" della mesh ottenuta per pareti e platea di fondazione.





7.5 Progetto e Verifica degli elementi strutturali

La verifica degli elementi allo SLU avviene col seguente procedimento:

- si costruiscono le combinazioni in base al D.M. 14.01.2008, ottenendo un insieme di sollecitazioni;
- si combinano tali sollecitazioni con quelle dovute all'azione del sisma (nel caso più semplice si hanno altre quattro combinazioni, nel caso più complesso una serie di altri valori).



- per sollecitazioni semplici (flessione retta, taglio, etc.) si individuano i valori minimo e massimo con cui progettare o verificare l'elemento considerato; per sollecitazioni composte (pressoflessione retta/deviata) vengono eseguite le verifiche per tutte le possibili combinazioni e solo a seguito di ciò si individua quella che ha originato il minimo coefficiente di sicurezza.

Per quanto concerne il progetto degli elementi in c.a. illustriamo in dettaglio il procedimento seguito quando si è in presenza di pressoflessione deviata:

- per tutte le terne M_x , M_y , N , individuate secondo la modalità precedentemente illustrata, si calcola il coefficiente di sicurezza in base alla formula 4.1.10 del D.M. 14 gennaio 2008, effettuando due verifiche a pressoflessione retta; in tale formula, per la generica combinazione, è stato calcolato l'esponente Alfa in funzione della percentuale meccanica dell'armatura e della sollecitazione di sforzo normale agente.
- se per almeno una di queste terne la relazione 4.1.10 non è rispettata, si incrementa l'armatura variando il diametro delle barre utilizzate e/o il numero delle stesse in maniera iterativa fino a quando la suddetta relazione è rispettata per tutte le terne considerate.

Nei tabulati di calcolo, per brevità, non potendo riportare una così grossa mole di dati, si riporta la terna M_x , M_y , N che ha dato luogo al minimo coefficiente di sicurezza.

Per quanto concerne il progetto degli elementi in c.a. illustriamo in dettaglio il procedimento seguito per i pilastri, che sono sollecitati sempre in regime di pressoflessione deviata, e per le travi per le quali non è possibile semiprogettare a pressoflessione retta:

- per tutte le terne M_x , M_y , N , individuate secondo la modalità precedentemente illustrata, si calcola il coefficiente di sicurezza con un procedimento iterativo in base all'armatura adottata;
- se per almeno una di queste terne esso è inferiore all'unità, si incrementa l'armatura variando il diametro delle barre utilizzate e/o il numero delle stesse in maniera iterativa fino a quando il coefficiente di sicurezza risulta maggiore o al più uguale all'unità per tutte le terne considerate.

Nei tabulati di calcolo, per brevità, non potendo riportare una così grossa mole di dati, si riporta la terna M_x , M_y , N che ha dato luogo al minimo coefficiente di sicurezza.

Una volta semiprogettate le armature allo SLU, si procede alla verifica delle sezioni allo Stato Limite di Esercizio con le sollecitazioni derivanti dalle combinazioni rare, frequenti e quasi permanenti; se necessario, le armature vengono integrate per far rientrare le tensioni entro i massimi valori previsti.

Successivamente si procede alle verifiche alla deformazione, quando richiesto, ed alla fessurazione che, come è noto, sono tese ad assicurare la durabilità dell'opera nel tempo.



8 - NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le fasi di analisi e verifica della struttura sono state condotte in accordo alle seguenti disposizioni normative, per quanto applicabili in relazione al criterio di calcolo adottato dal progettista, evidenziato nel prosieguo della presente relazione:

Legge 5 novembre 1971 n. 1086 (G. U. 21 dicembre 1971 n. 321)

"Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica"

Legge 2 febbraio 1974 n. 64 (G. U. 21 marzo 1974 n. 76)

"Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche"

Indicazioni progettive per le nuove costruzioni in zone sismiche a cura del Ministero per la Ricerca scientifica - Roma 1981.

D. M. Infrastrutture Trasporti 14 gennaio 2008 (G.U. 4 febbraio 2008 n. 29 - Suppl. Ord.)

"Norme tecniche per le Costruzioni"

Inoltre, in mancanza di specifiche indicazioni, ad integrazione della norma precedente e per quanto con esse non in contrasto, sono state utilizzate le indicazioni contenute nella:

Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (G.U. 26 febbraio 2009 n. 27 – Suppl. Ord.)

"Istruzioni per l'applicazione delle 'Norme Tecniche delle Costruzioni' di cui al D.M. 14 gennaio 2008".



9 – ELABORATI GRAFICI SINTETICI

Il presente capitolo riporta gli **elaborati grafici sintetici** in conformità a quanto previsto nel par. 10.2 del D.M. 14 gennaio 2008.

Tali elaborati hanno lo scopo di riassumere il comportamento della struttura relativamente al tipo di analisi svolta e possono riportare informazioni sintetiche e schemi relativi a carichi, sollecitazioni e sforzi, spostamenti, tensioni sul terreno, etc.

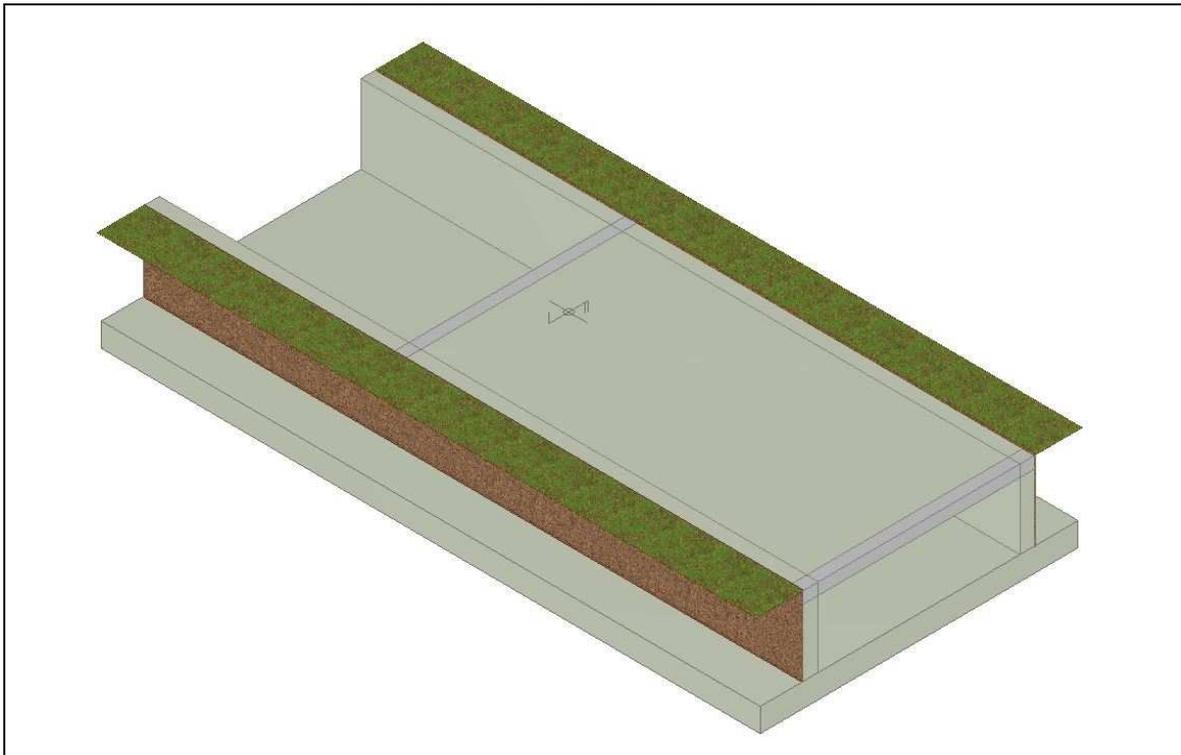
Al fine delle verifiche della misura della sicurezza, si riportano delle rappresentazioni che ne sintetizzano i valori numerici dei coefficienti di sicurezza nelle sezioni significative della struttura stessa.

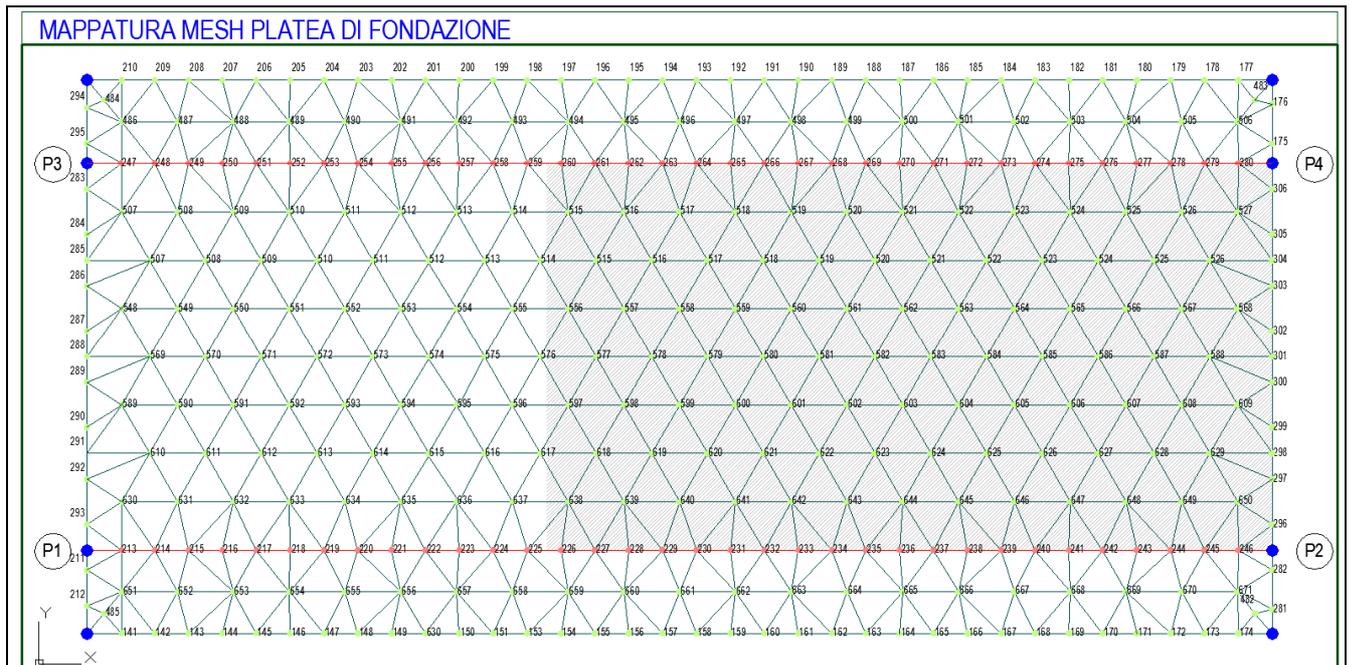
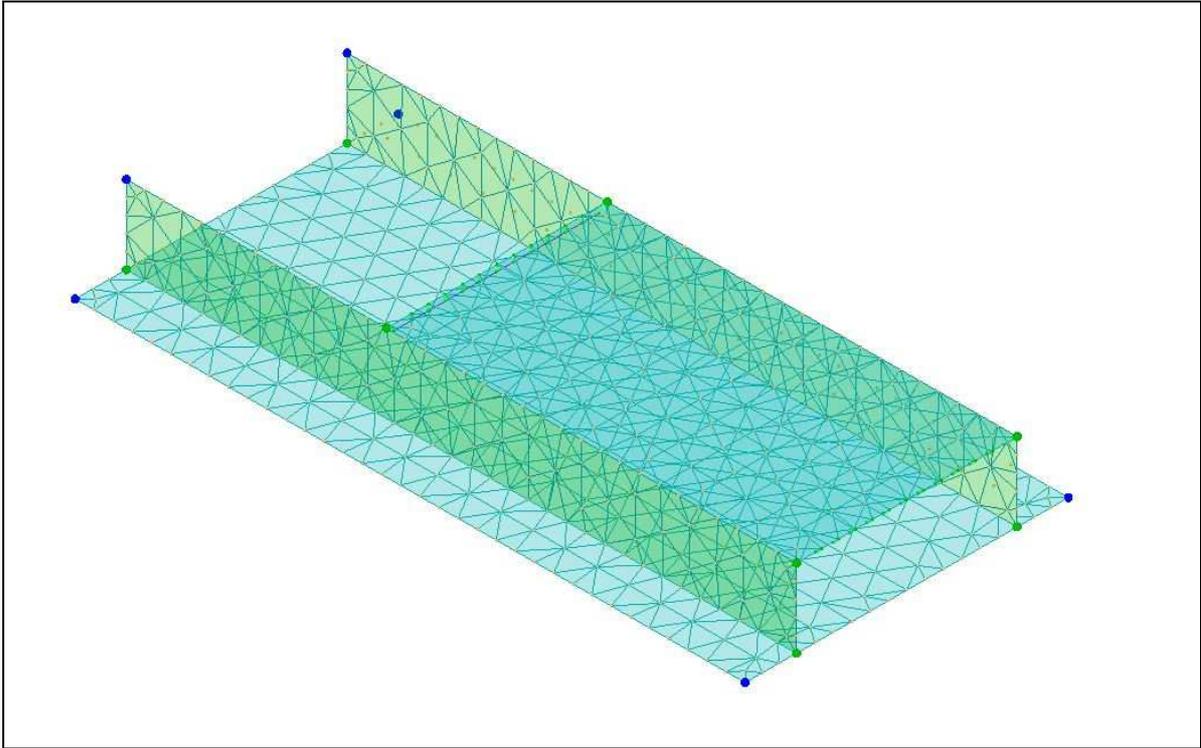
Per ogni singolo elaborato grafico, contenente un telaio, una parte della struttura o la struttura nel suo insieme, si riportano indicazioni sulle convenzioni adottate e sulle unità di misura, nonché disegni, schemi grafici e mappature cromatiche che schematizzano il comportamento complessivo della struttura.

Grazie alle mappature a colori, per ciascun tipo di risultato, si fornisce un quadro chiaro e sintetico: è possibile rilevare agevolmente il valore delle diverse grandezze in base al colore assunto dagli elementi della struttura. Ogni colore rappresenta un determinato valore, dal blu (corrispondente generalmente al valore minimo) al rosso (generalmente valore massimo), passando attraverso le varie sfumature di colore corrispondenti ai valori intermedi.

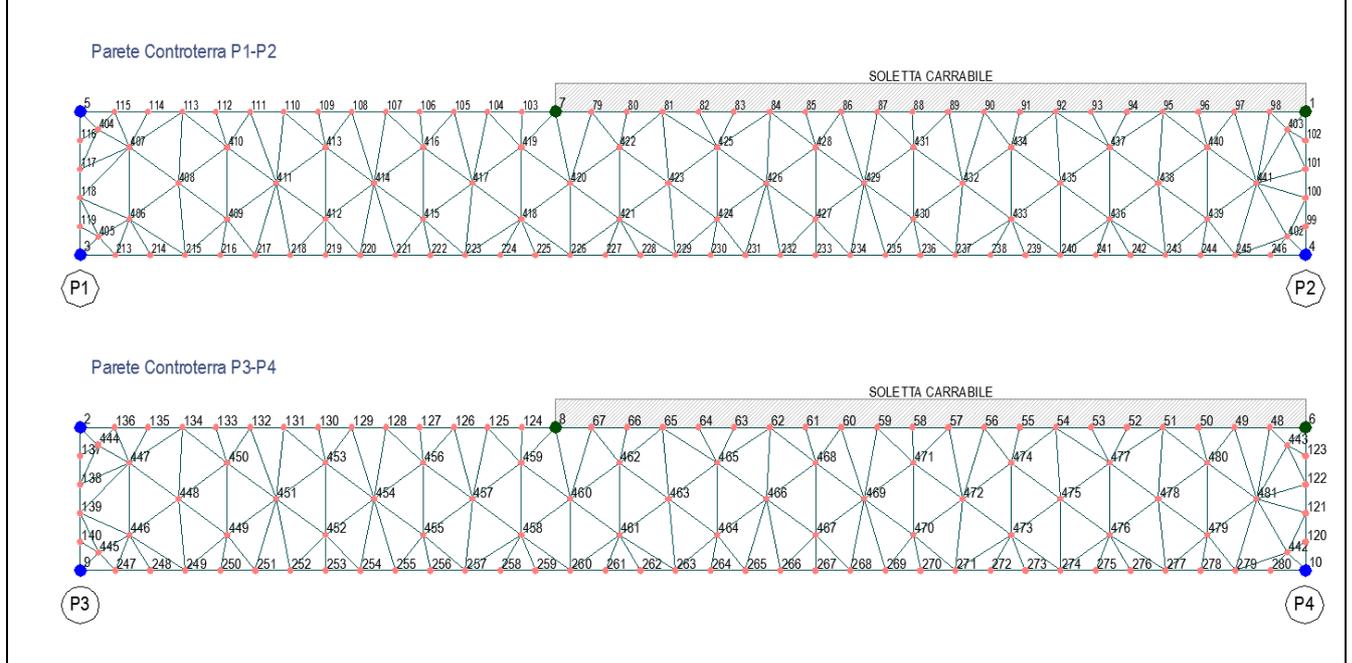
Prima di ogni tipologia di risultato è riportata la scala cromatica con l'indicazione numerica del valore minimo e massimo.

0 – SCHEMA STRUTTURALE E MESH





MAPPATURA MESH PARETE CONTROTERRA



1 - SPINTA DEL TERRENO SULLE PARETI

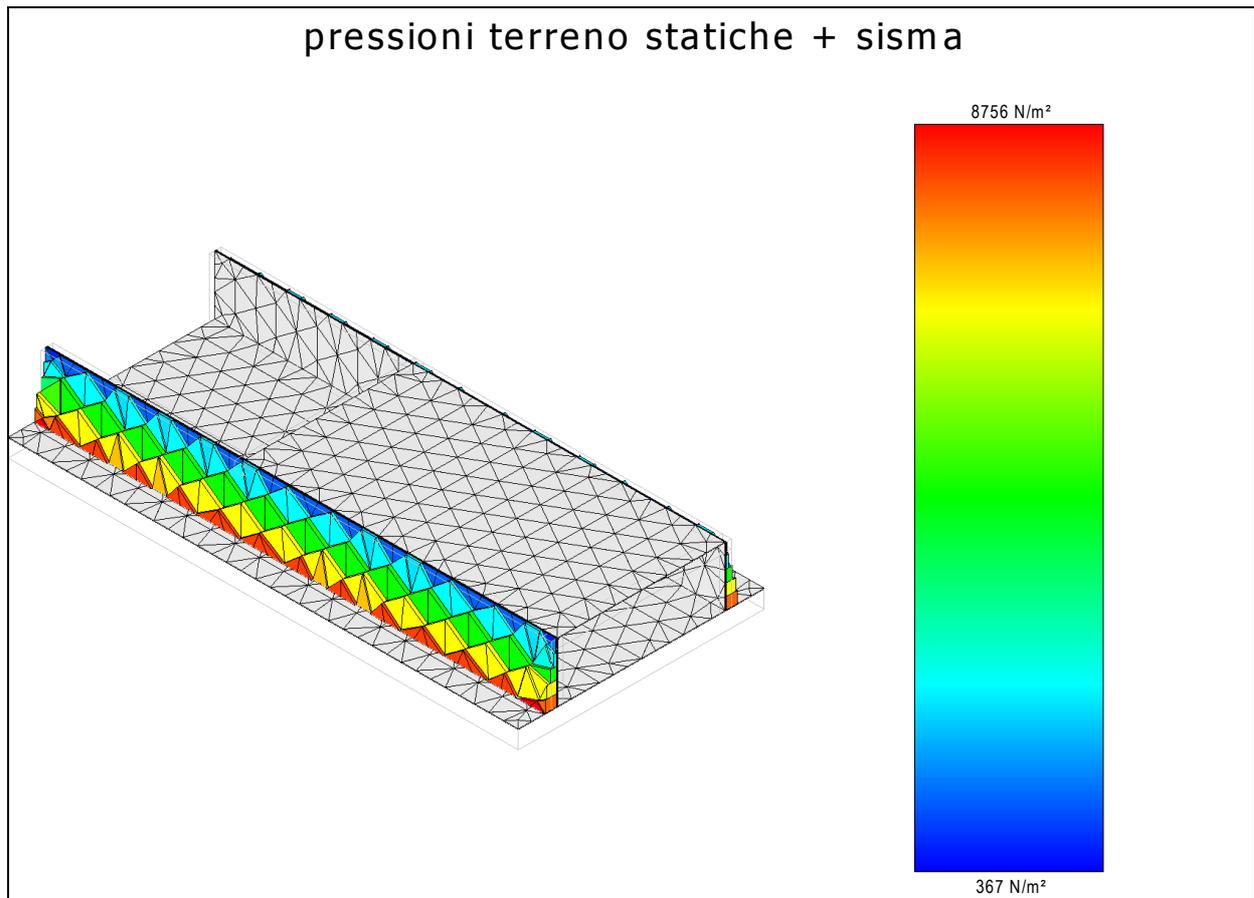


Fig. 1. Spinta del Terreno sulle pareti laterali dell'attraversamento azioni statiche e sismiche combinate



2 - PRESSIONI SUL TERRENO PER EFFETTO DELLE AZIONI STATICHE

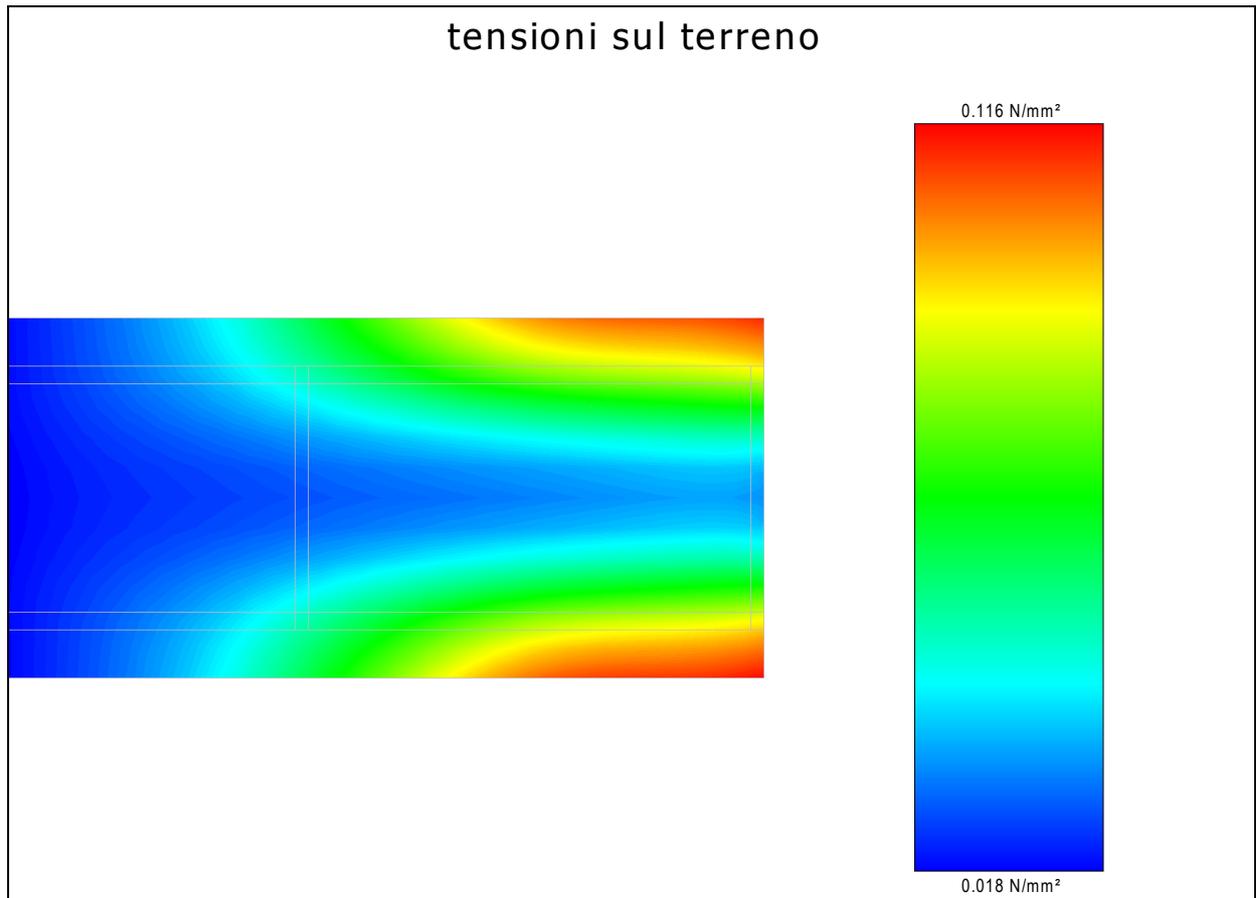


Fig. 2. Tensioni sul terreno per Azioni Statiche



3 - STATO TENSIONALE DELLA STRUTTURA PER EFFETTO DLE AZIONI STATICHE

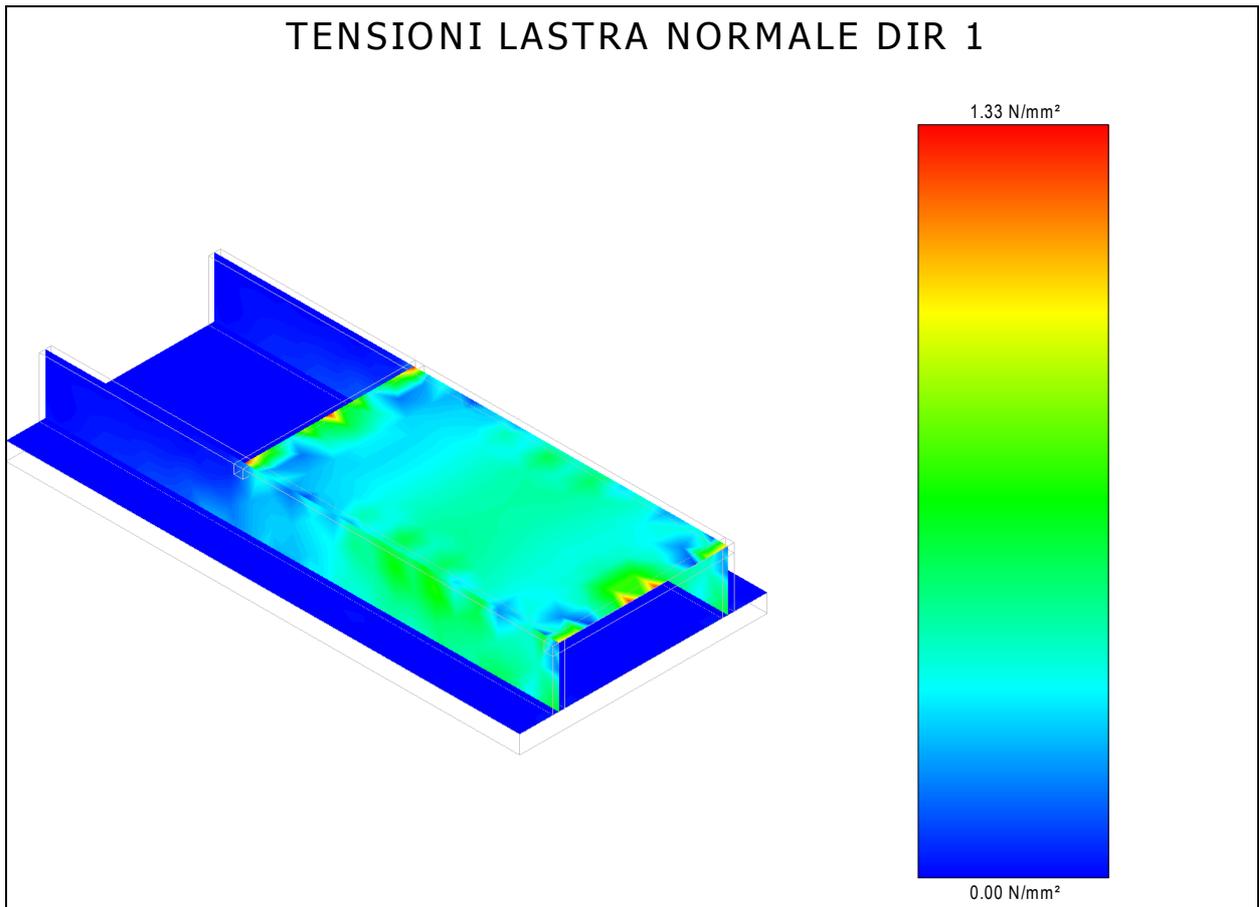
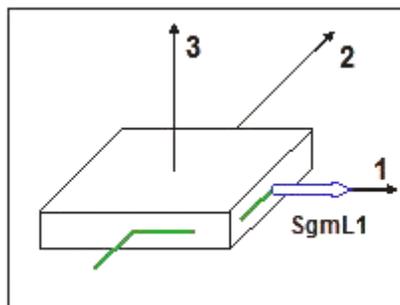


Fig. 3. - Tensioni di Lastra normali alla direzione 1 -



(Sistema di Riferimento)



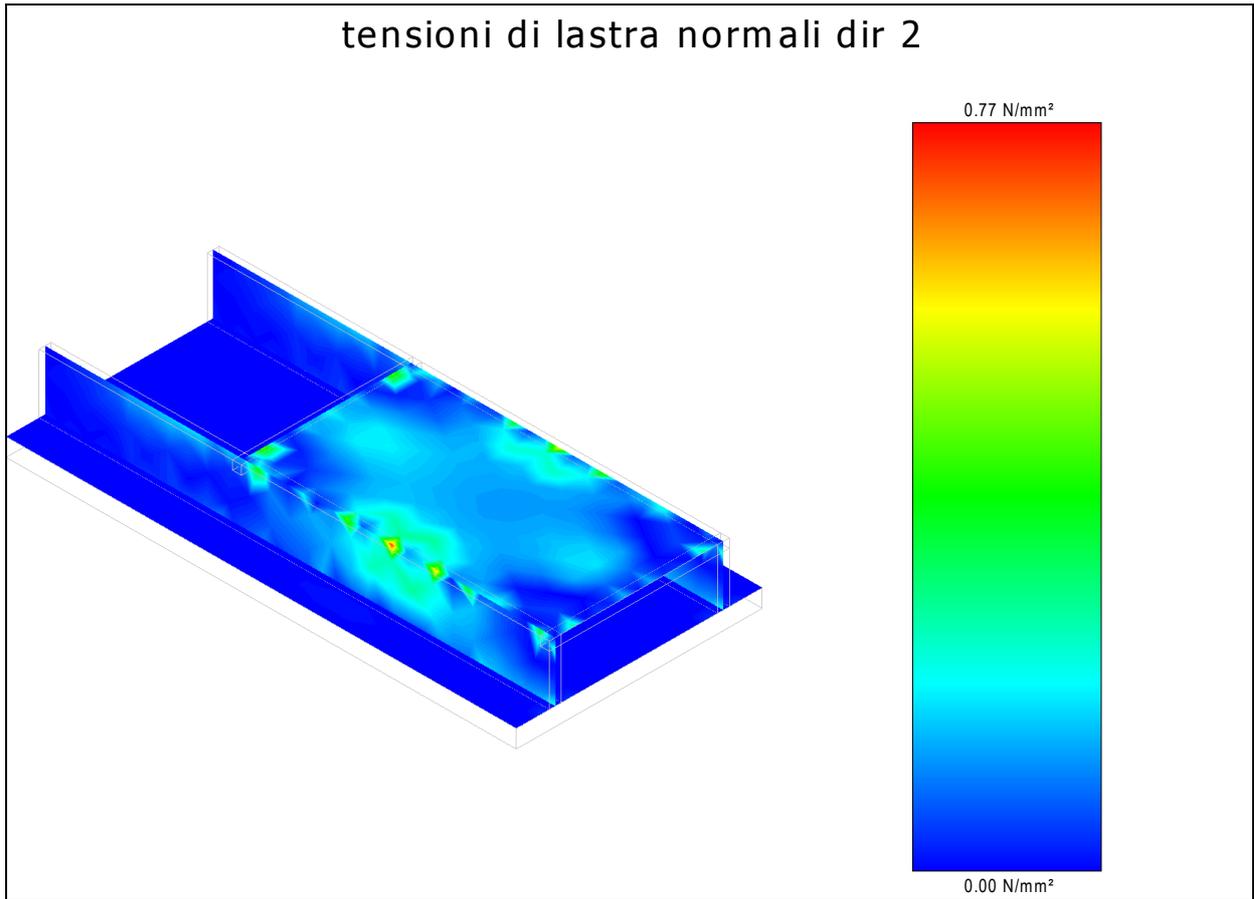
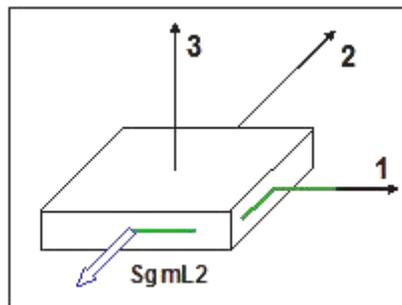


Fig. 4. - Tensioni di Lastra normali alla direzione 2 -



(Sistema di Riferimento)



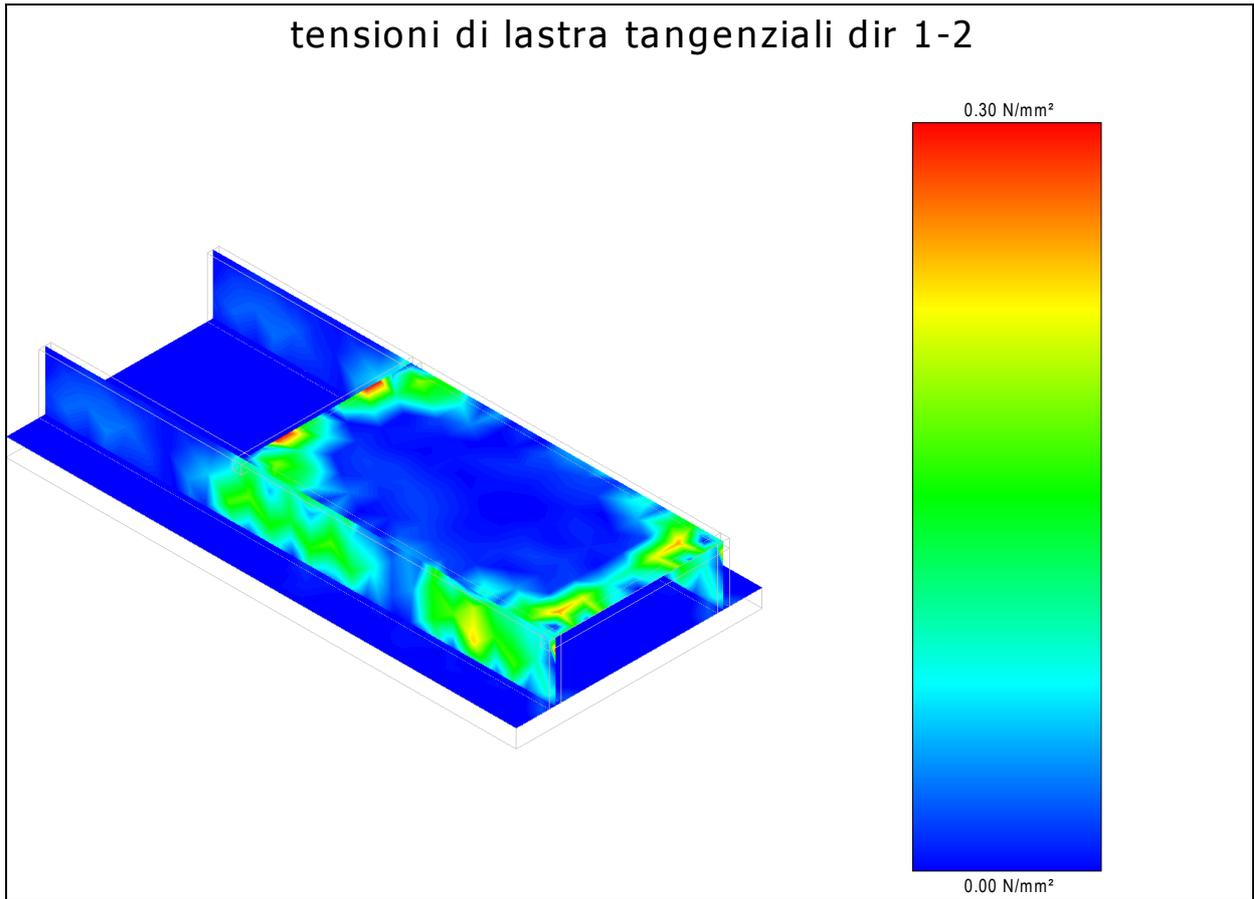
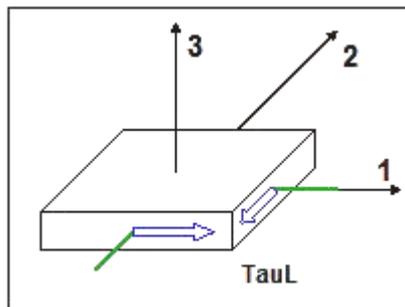


Fig. 5. - Tensioni di Lastra tangenziali direzione 1 - 2



(Sistema di Riferimento)



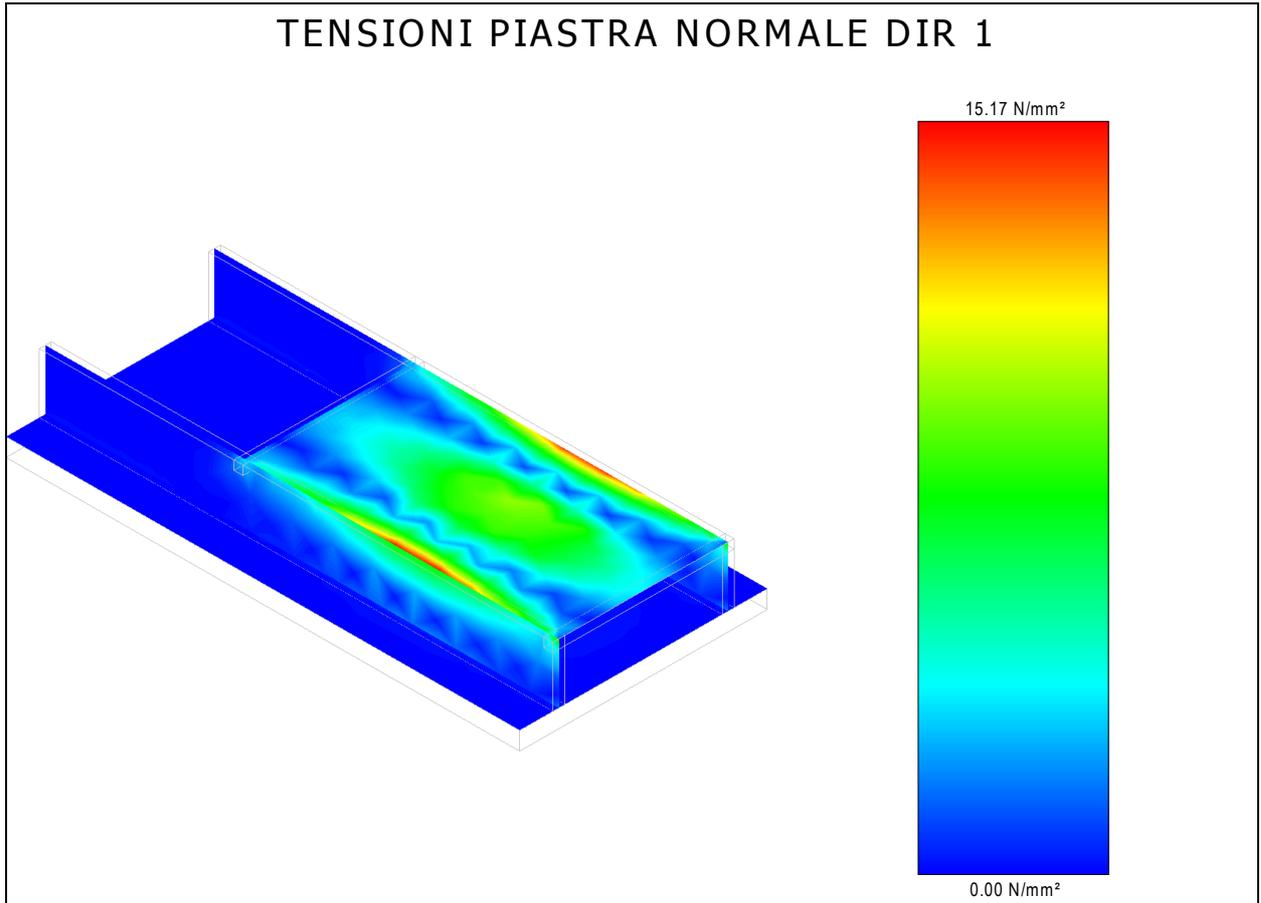
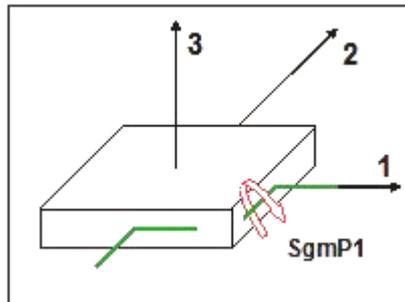


Fig. 6. - Tensioni di Piastra normali alla direzione 1 -



(Sistema di Riferimento)



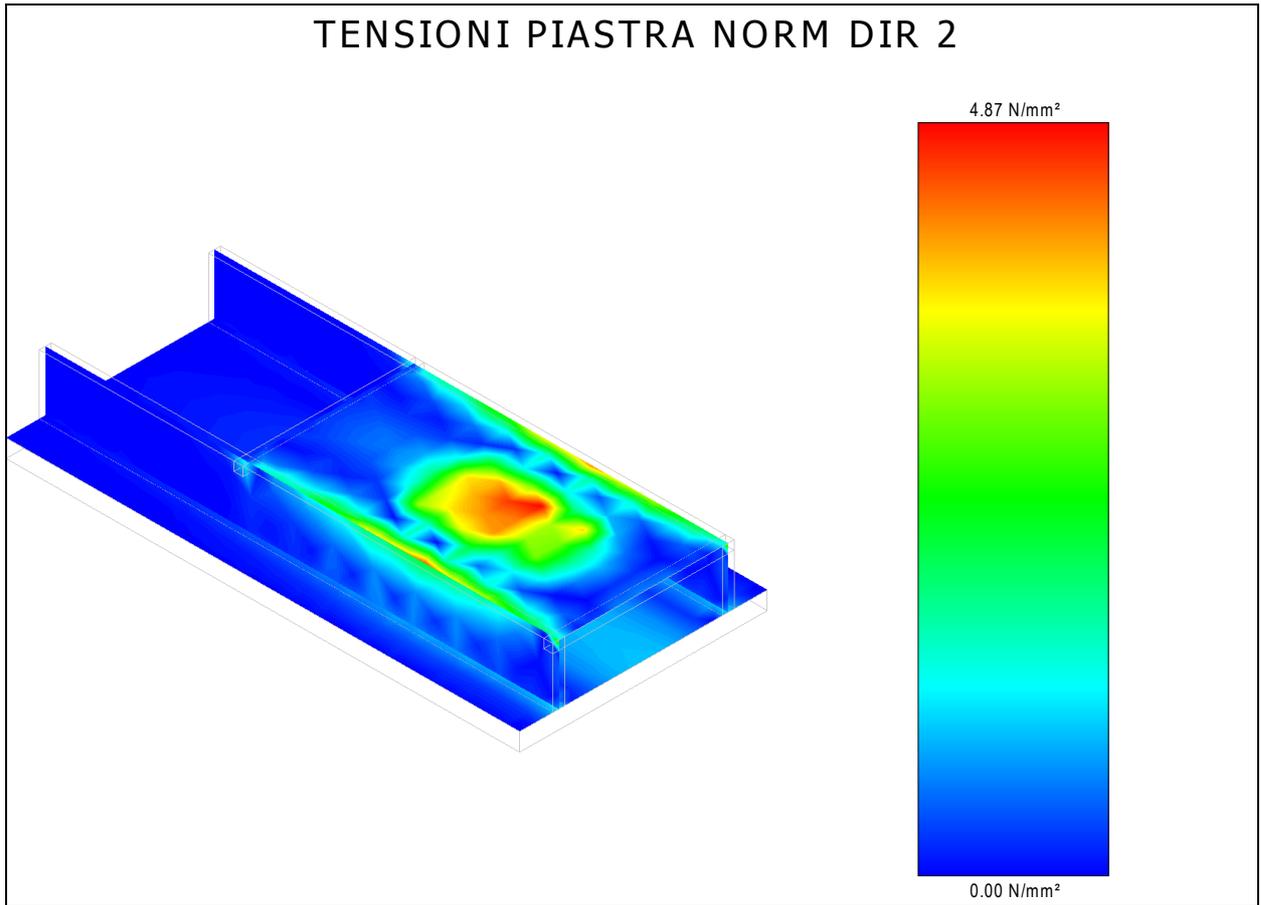
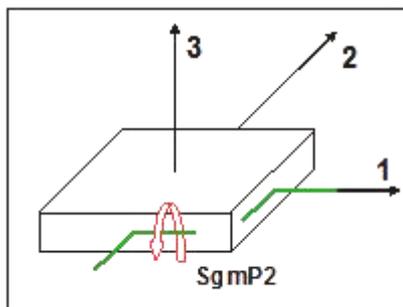


Fig. 7. - Tensioni di Piastra normali alla direzione 2-



(Sistema di Riferimento)



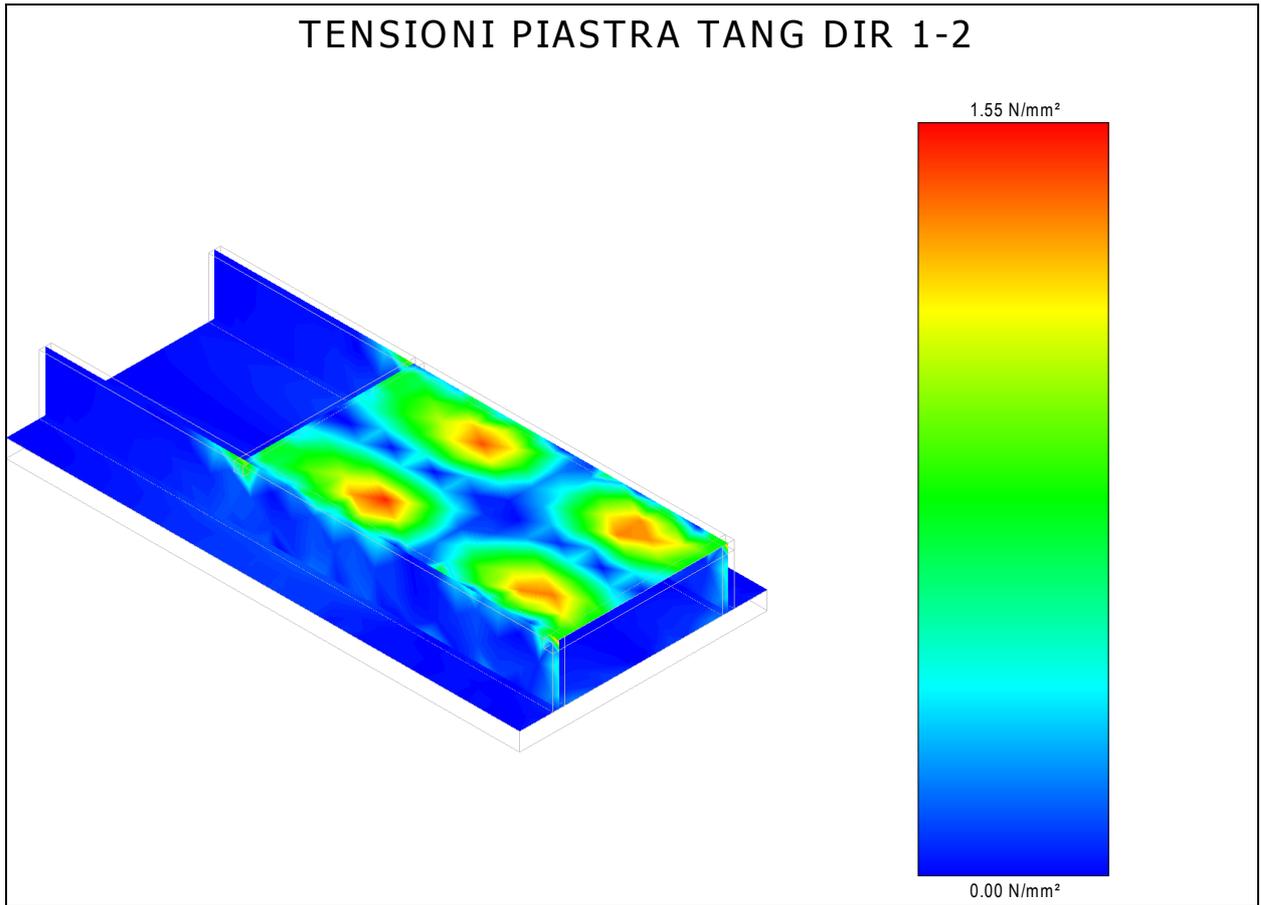
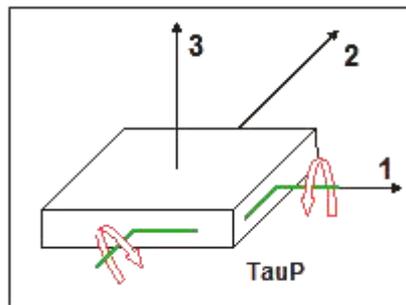


Fig. 8. - Tensioni di Piastra Tangenziali alla direzione 1-2



(Sistema di Riferimento)



4 - PRESSIONI SUL TERRENO PER EFFETTO DELLE AZIONI SISMICHE

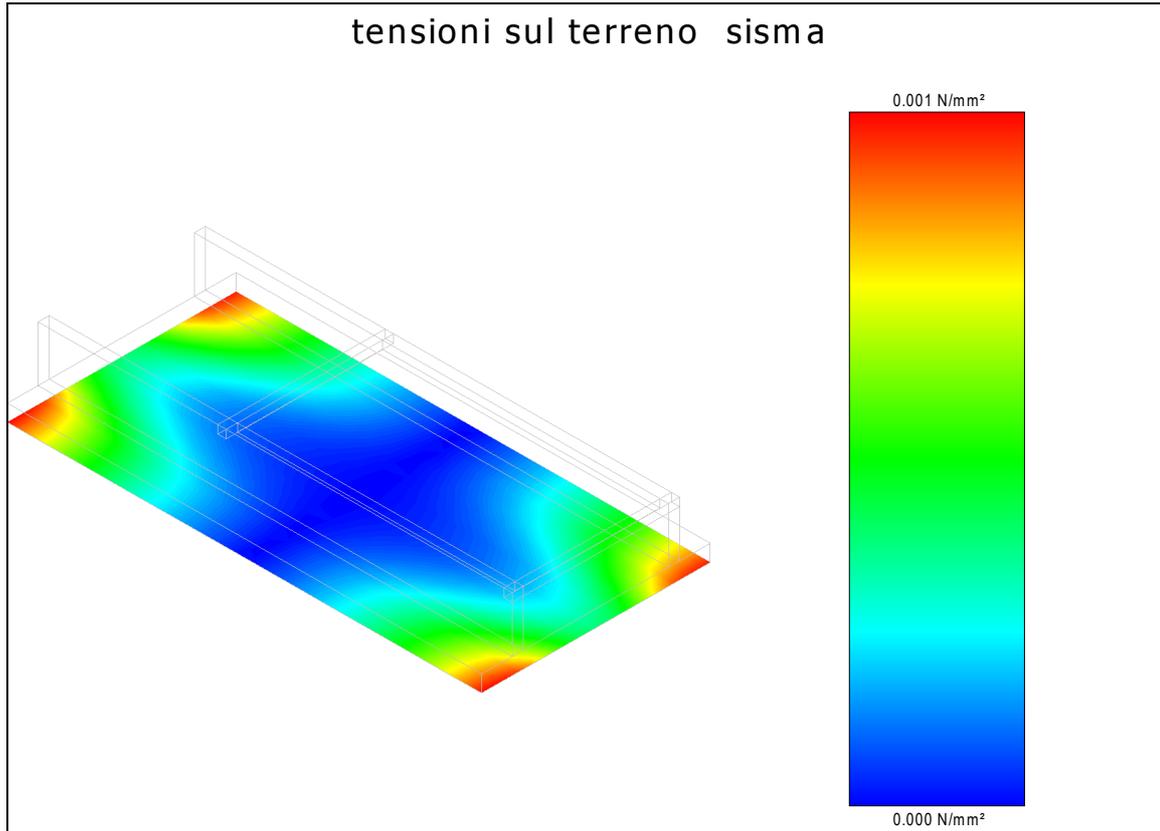


Fig. 9a. - Pressioni sul terreno per effetto di sisma X

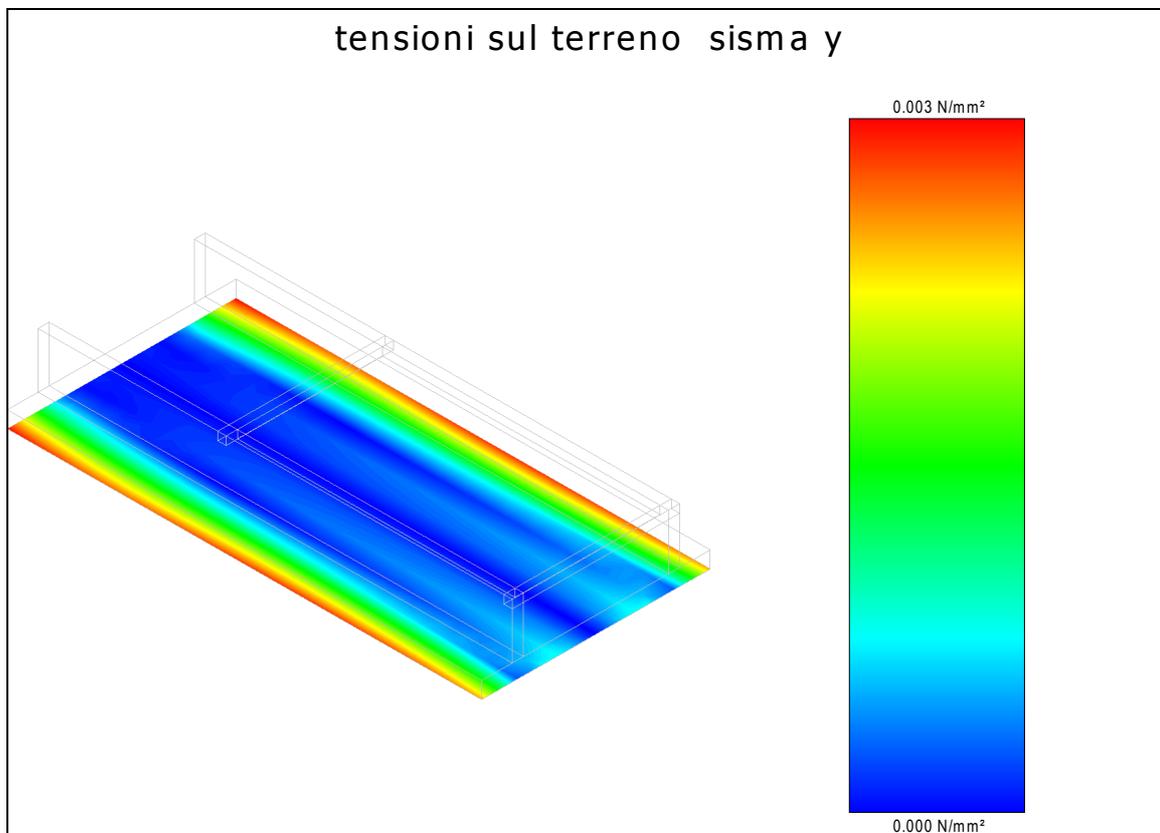


Fig. 9b. - Pressioni sul terreno per effetto di sisma Y



5 - STATO TENSIONALE DELLA STRUTTURA PER EFFETTO DLE AZIONI SISMICHE

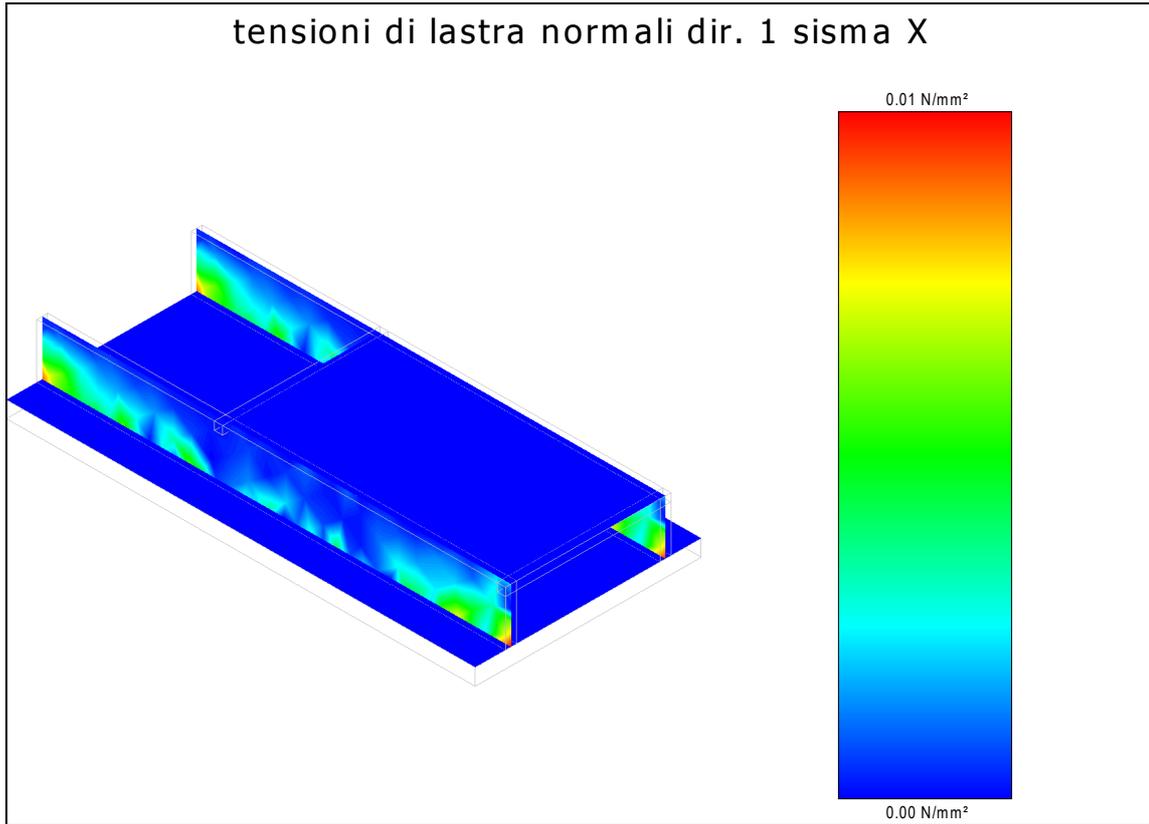


Fig. 10a. - Tensioni di lastra normali dir. 1 per effetto di sisma X

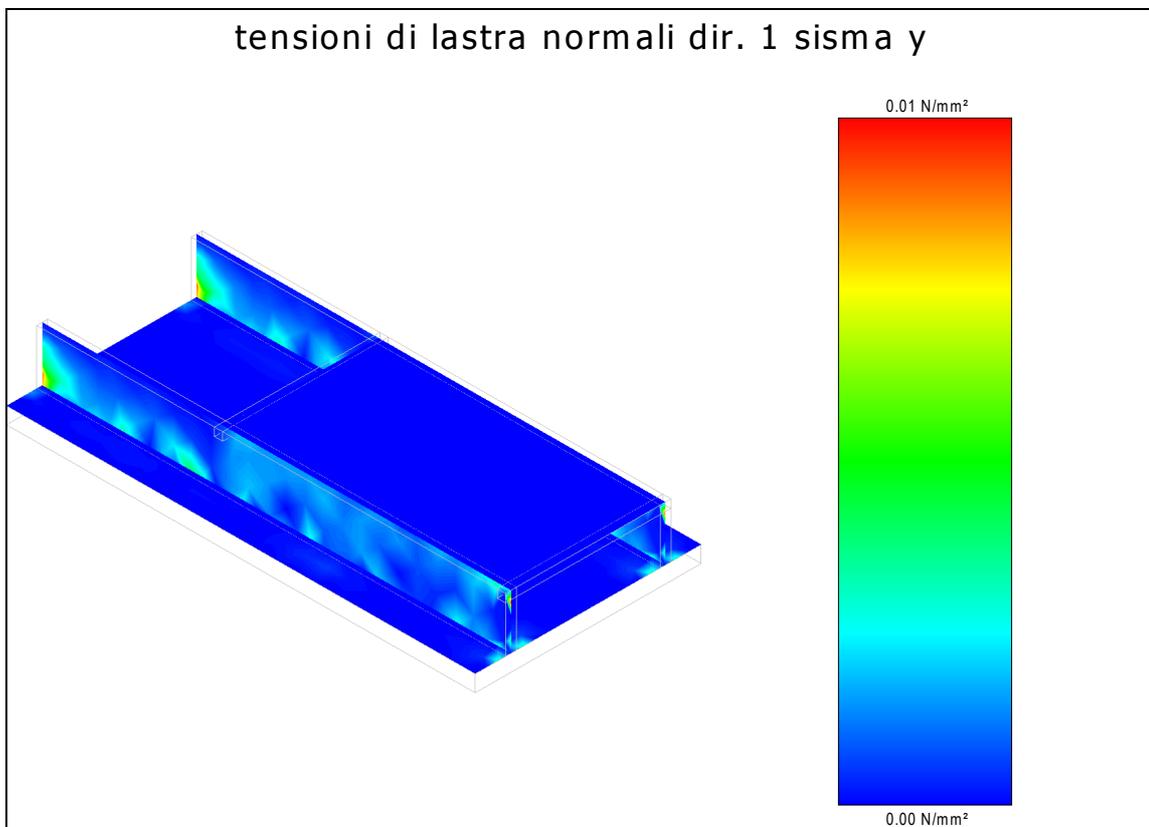


Fig. 10b. - Tensioni di lastra normali dir. 1 per effetto di sisma Y



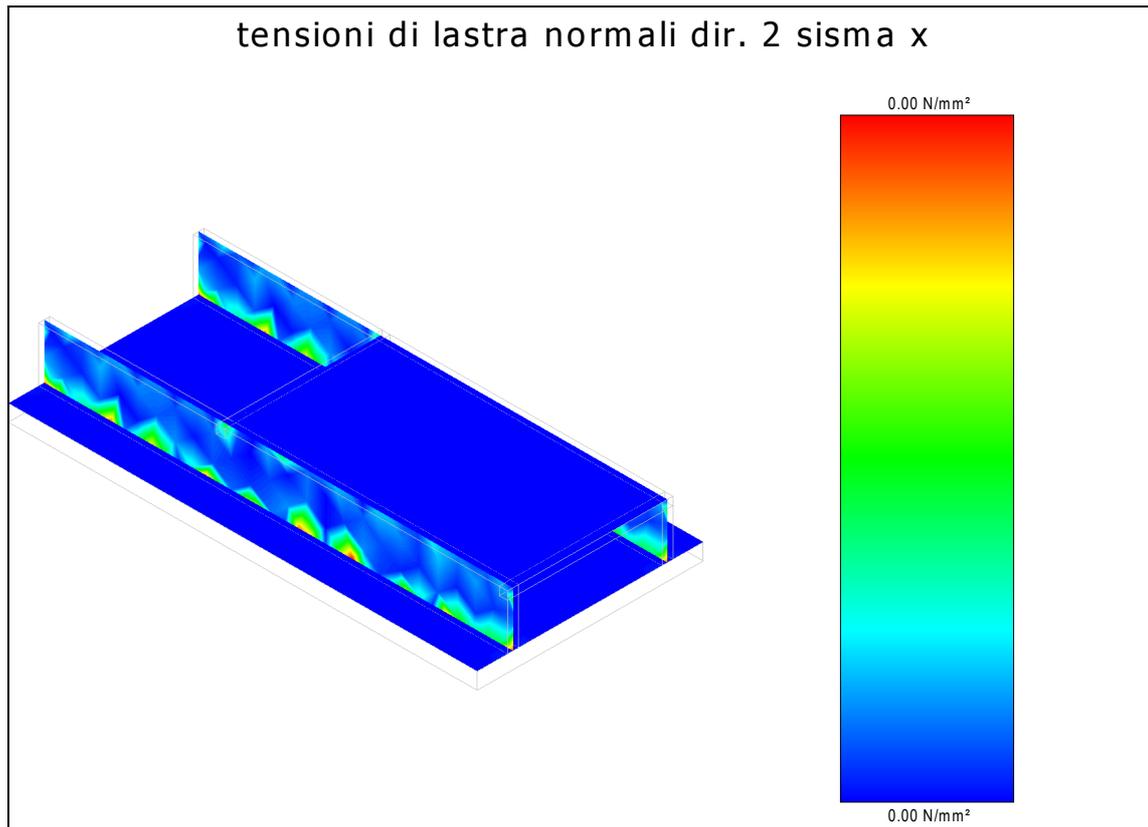


Fig. 11a. – Tensioni di lastra normali dir. 2 per effetto di sisma X

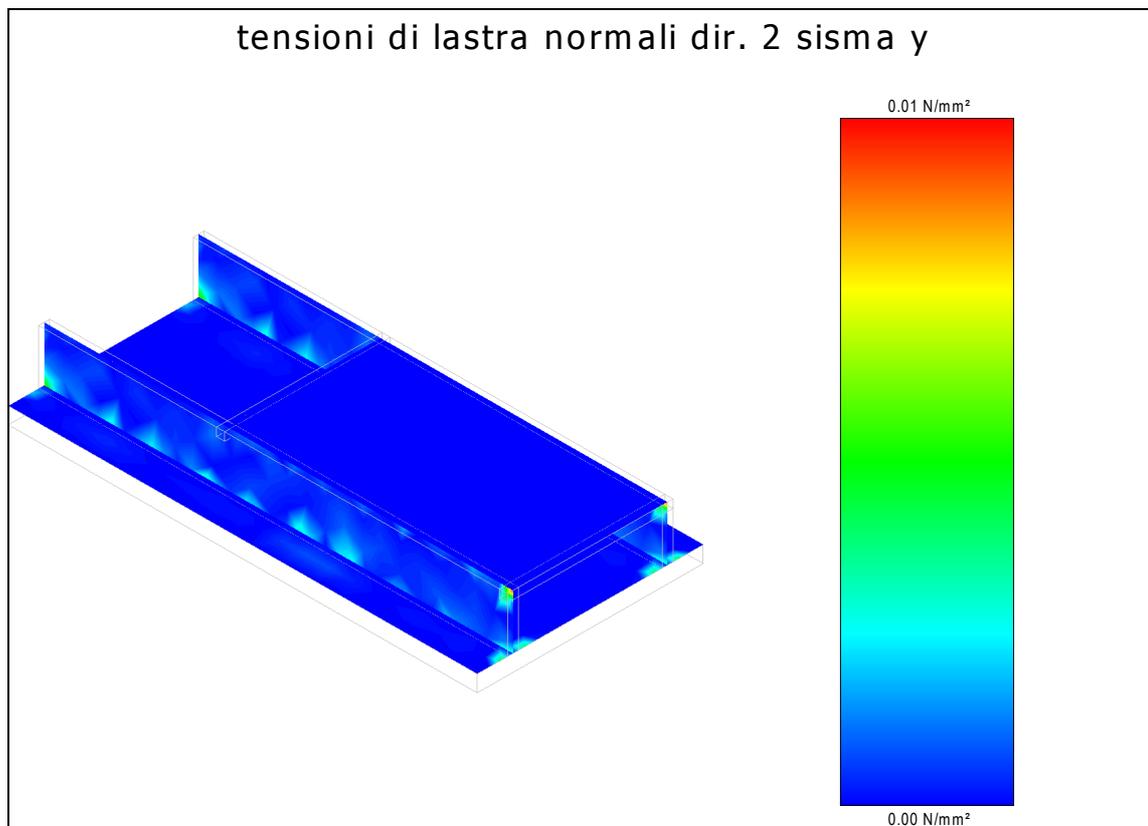


Fig. 11b. – Tensioni di lastra normali dir. 2 per effetto di sisma Y



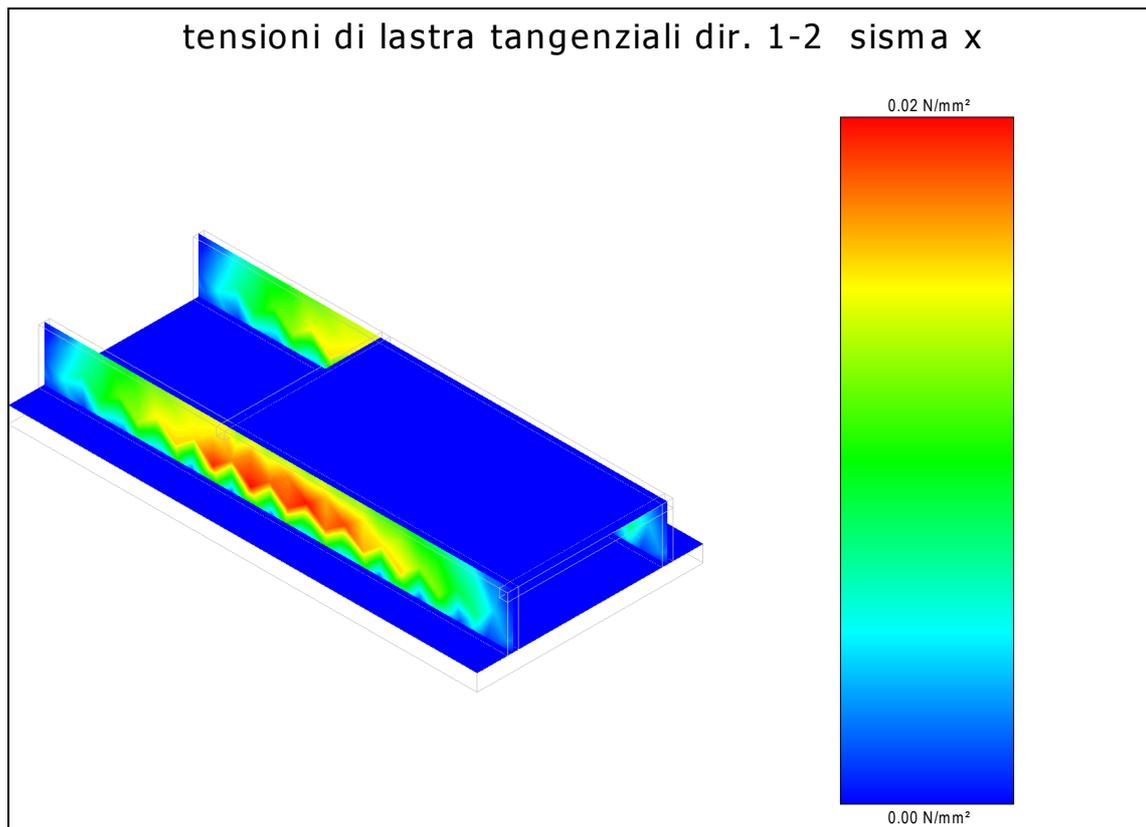


Fig. 12a. – Tensioni di lastra tangenziali dir. 1-2 per effetto di sisma X

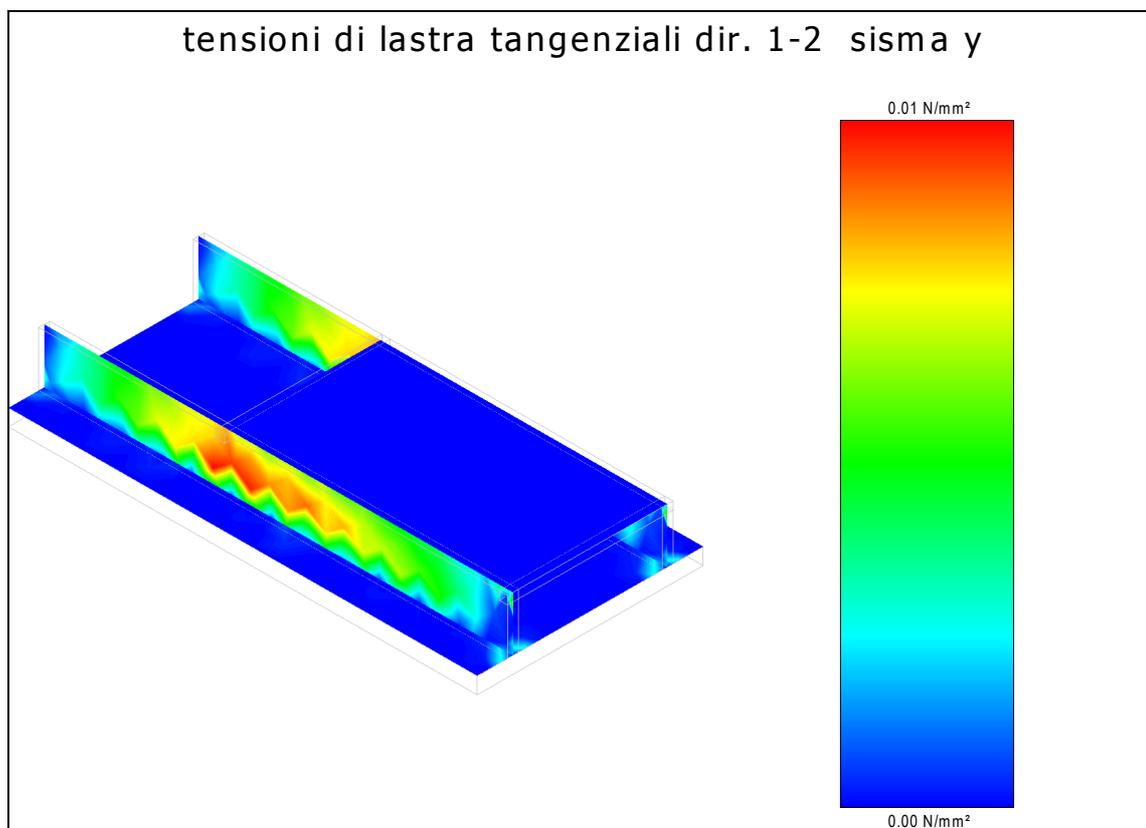


Fig. 12b. – Tensioni di lastra tangenziali dir. 1-2 per effetto di sisma Y



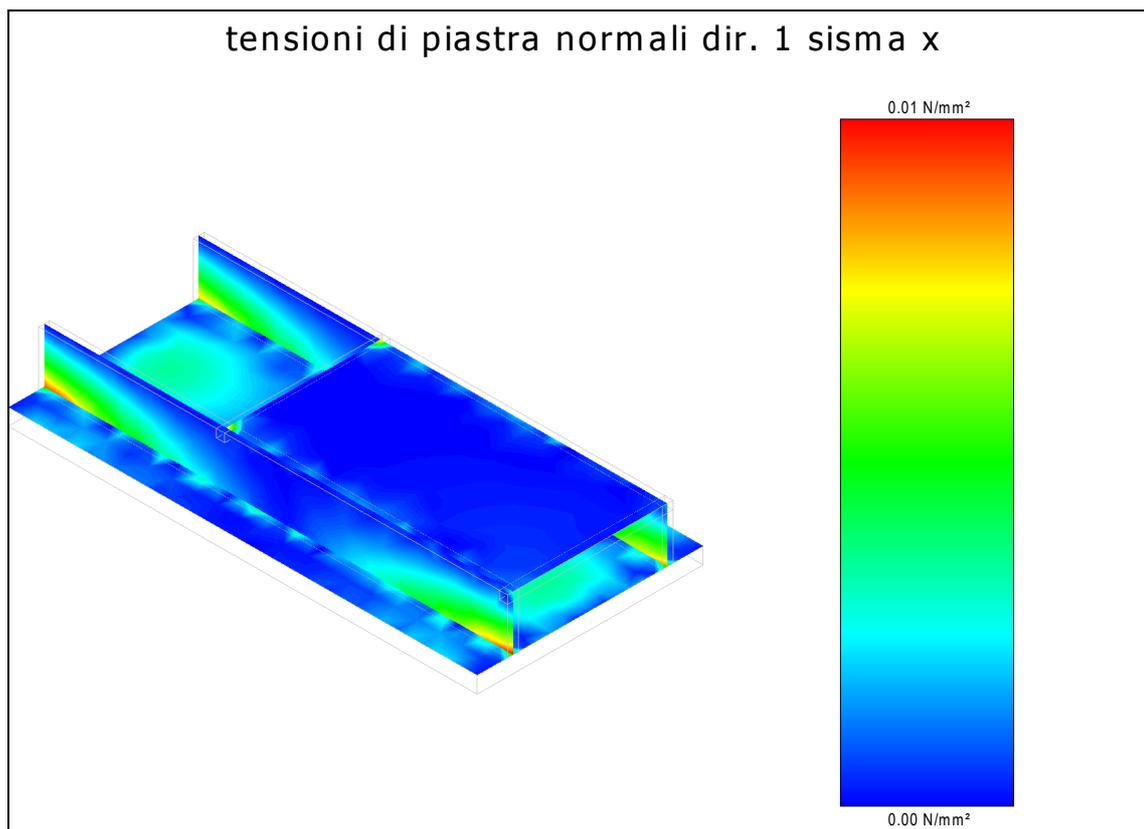


Fig. 13a. – Tensioni di piastra tangenziali normali dir. 1 per effetto di sisma X

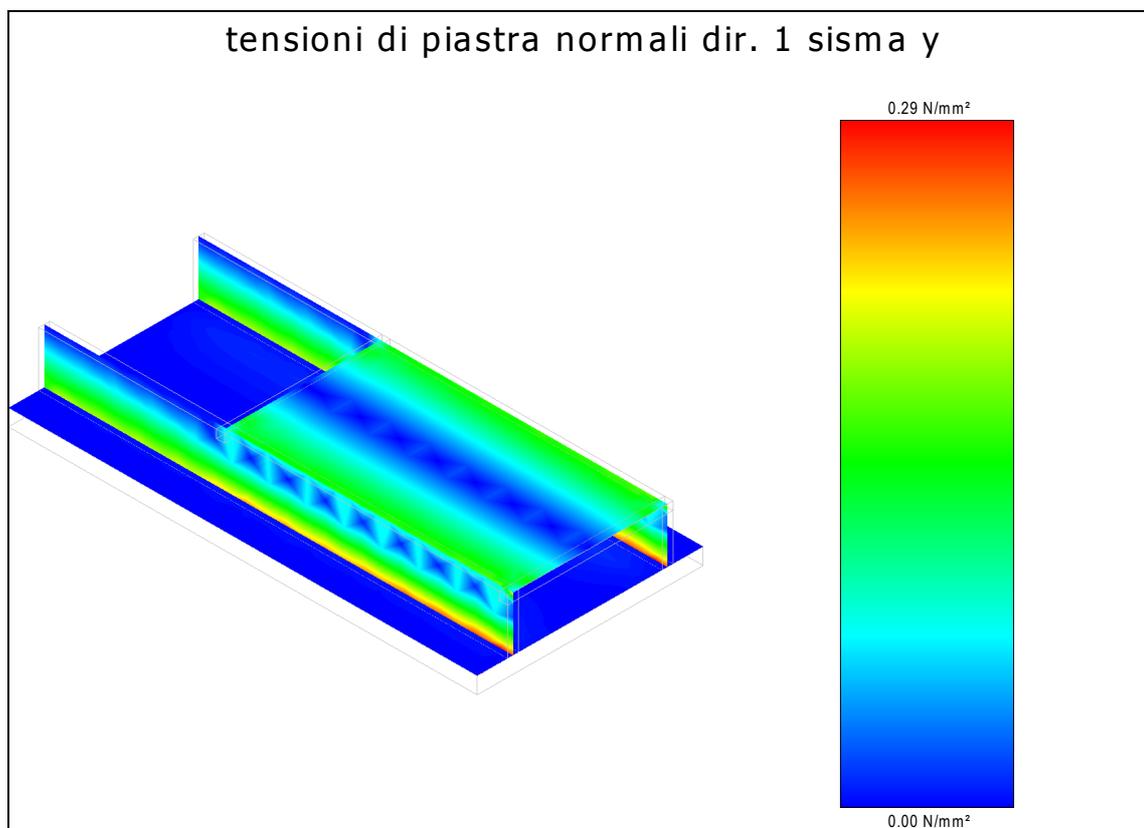


Fig. 13b. – Tensioni di piastra tangenziali normali dir. 2 per effetto di sisma X



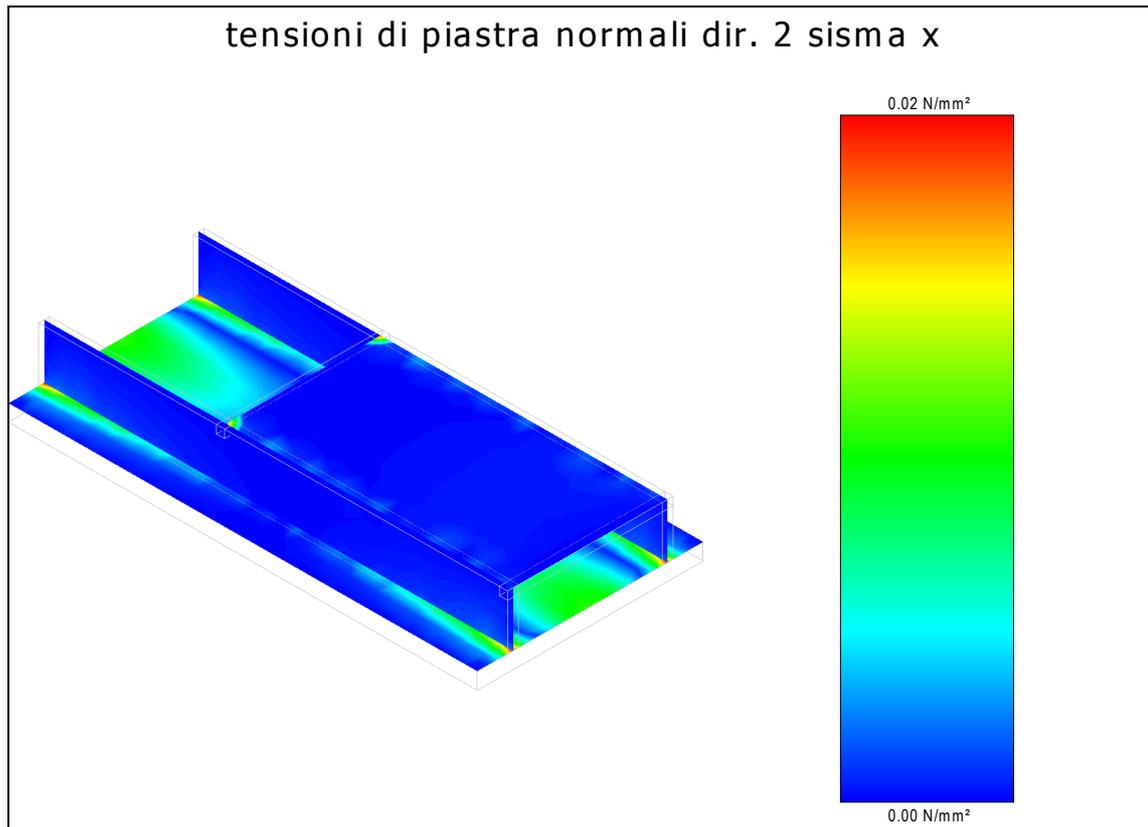


Fig. 14a. – Tensioni di piastra normali dir. 2 per effetto di sisma X

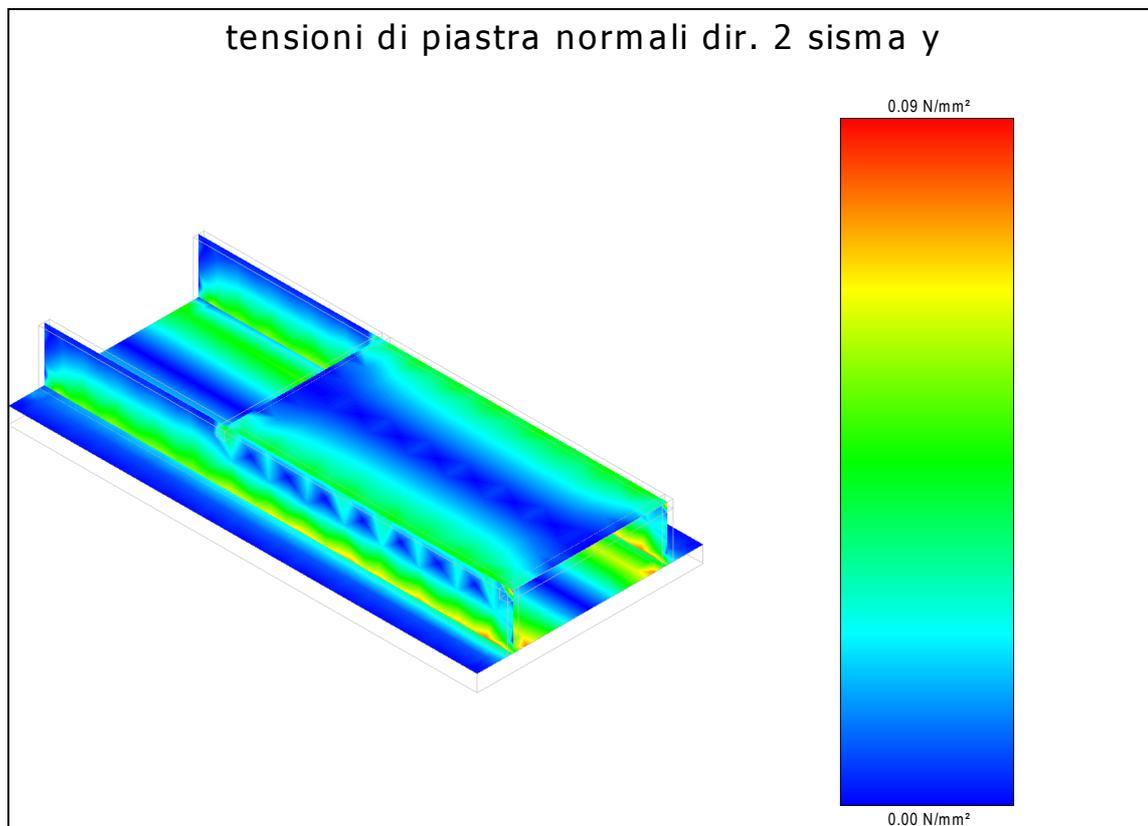


Fig. 14b. – Tensioni di piastra normali dir. 2 per effetto di sisma Y



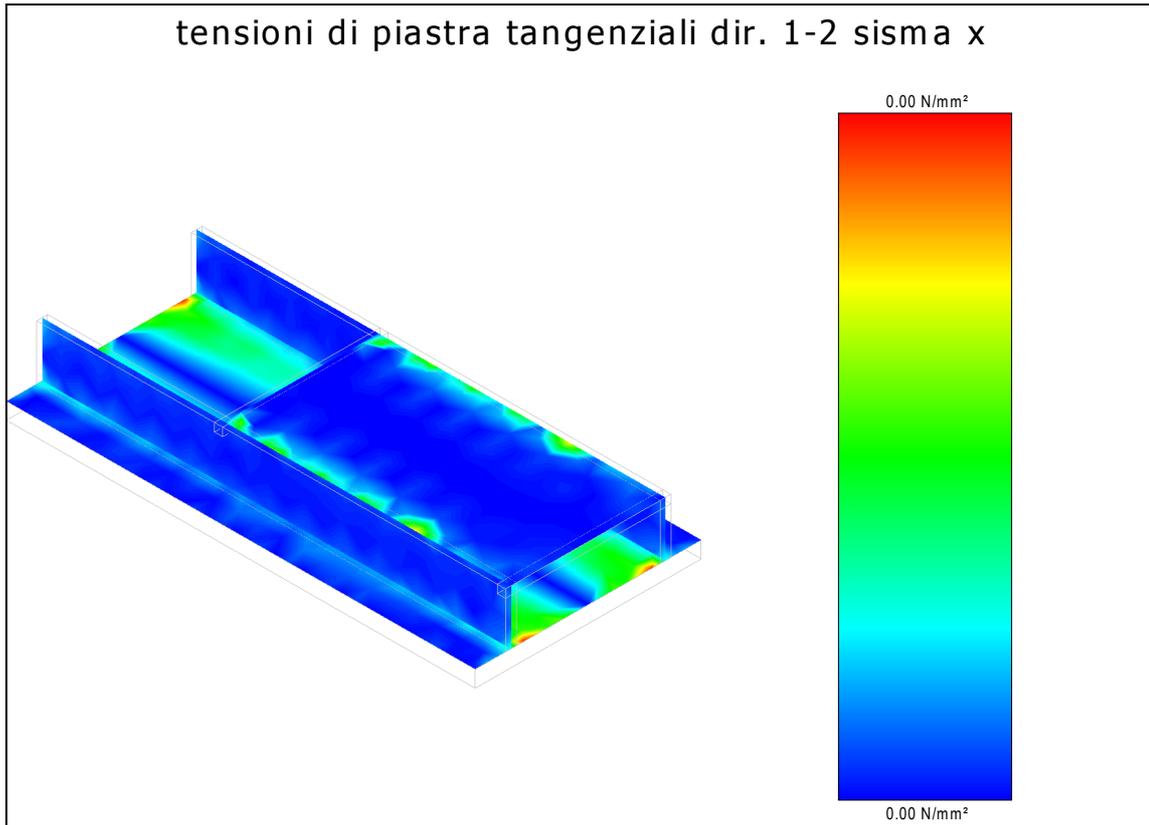


Fig. 15a. – Tensioni di piastra tangenziali dir. 1-2 per effetto di sisma X

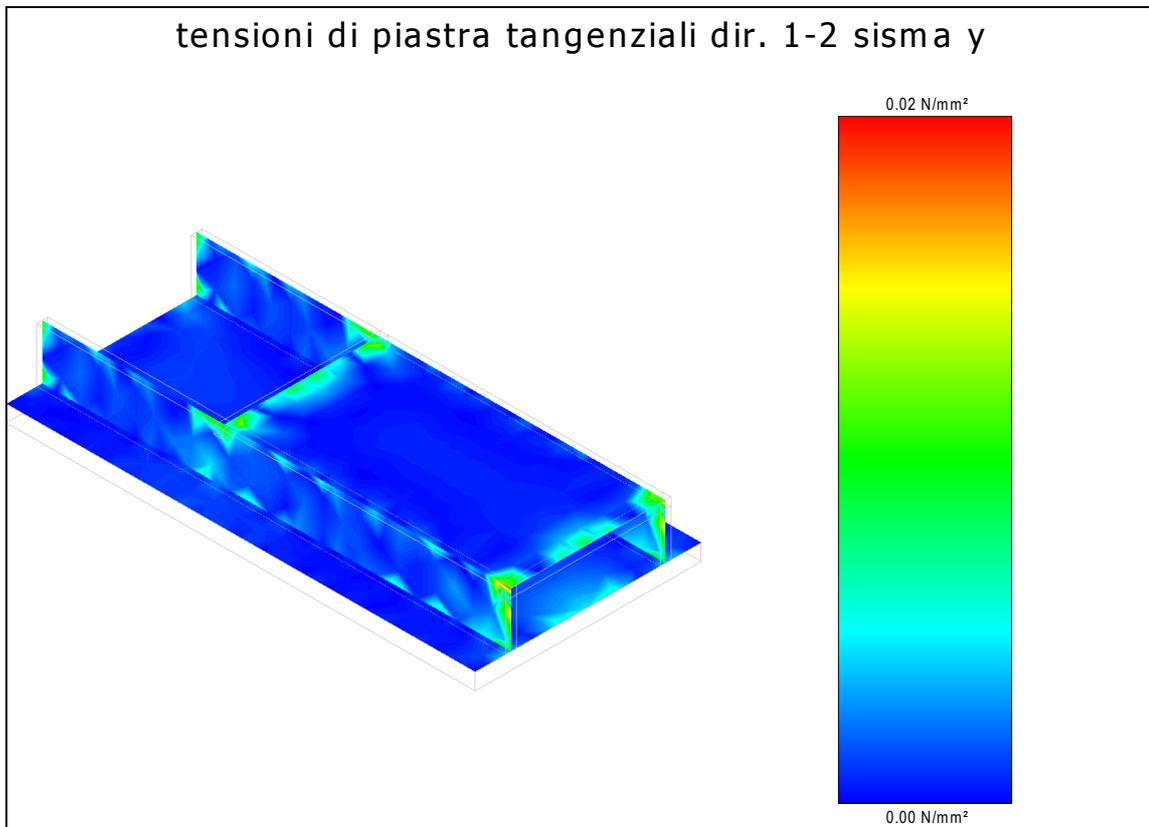


Fig. 15b. – Tensioni di piastra tangenziali dir. 1-2 per effetto di sisma Y



11 - TABULATI DI CALCOLO

Per quanto non espressamente sopra riportato, ed in particolar modo per ciò che concerne i dati numerici di calcolo, si rimanda all'allegato seguente "Tabulati di calcolo" costituente parte integrante della presente relazione.



TABULATI DI CALCOLO

