

Rev	Data	DESCRIZIONE	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
01		Esecutivo			



COMUNE DI PLATANIA

Provincia di Catanzaro

<p>TITOLO PROGETTO :</p> <p>ADEGUAMENTO FUNZIONALE IMPIANTI DI DEPURAZIONE DI LOC. MANCA E LOC. MULIA. REALIZZAZIONE DI N° 2 NUOVI IMPIANTI COMPATTI A FANGHI ATTIVI IN LOC. FORESTA E IN LOC. MERCURI</p>	<p>LIVELLO PROGETTUALE</p> <p>ESECUTIVO</p>
<p>UBICAZIONE:</p> <p>COMUNE DI PLATANIA</p>	<p>N. DOCUMENTO</p> <p>R6.3</p>
<p>TITOLO DOCUMENTO:</p> <p>IMPIANTO LOC. FORESTA:</p> <p><u>RELAZIONE DI CALCOLO</u></p>	<p>SCALA:</p>
<p>PROGETTISTA E D.L.L.:</p> <div style="display: flex; justify-content: space-between;"> <div data-bbox="148 1715 564 1747"> <p>Dott. Ing. Salvatore TOMAINO</p> </div> <div data-bbox="826 1715 1198 1747"> <p>Dott. Ing. Francesco AUGRUSO</p> </div> </div> <div style="display: flex; justify-content: space-between; margin-top: 20px;"> <div data-bbox="148 1886 936 1960"> <p>RUP (Responsabile Unico del Procedimento) :</p> <p>Dott. Ing. Antonio ZIZZA</p> </div> <div data-bbox="970 1742 1203 1971"> </div> </div>	

1 Introduzione

1.1 Premessa

1.1.1 Cenni sulla casa produttrice del software

La relazione seguente riporta i dati relativi ai criteri di progettazione, alla geometria, alla meccanica della struttura descritta al relativo paragrafo, nonché i relativi risultati dei calcoli strutturali così come ricavati dal calcolatore elettronico tramite l'utilizzo del Software "FaTA-e" prodotto e distribuito da Stacec srl con sede in Bovalino (RC), e concesso in licenza al responsabile dei calcoli stessi.

FaTA-e è un programma sviluppato specificatamente per la progettazione e la verifica di edifici tridimensionali multipiano ed industriali realizzati con elementi strutturali in C.A., in Acciaio, in legno (massiccio e/o lamellare) o in muratura.

FaTA-e articola le operazioni di progetto secondo tre fasi distinte:

- 1) **preprocessore**: fase di Input dove viene definita e modellata interamente la struttura;
- 2) **solutore**: fase di elaborazione della struttura tramite un solutore agli elementi finiti;
- 3) **post-processore**: fase di verifica degli elementi, creazione degli elaborati grafici e della relazione di calcolo.

1.1.2 Descrizione dell'Opera da calcolare

Comune : PLATANIA
PROVINCIA : CATANZARO
Oggetto : calcolo vasca località Mulia

Committente :
Indirizzo :
Città :
PROVINCIA :
Telefono :

Progettista :
Indirizzo :
Città :
PROVINCIA :
Telefono :

Progettista Strutturale :
Indirizzo :
Città :
PROVINCIA :
Telefono :

Direttore dei Lavori :
Indirizzo :
Città :
PROVINCIA :
Telefono :

Nome File : piastra FORESTA25_06_2020

1.2 Riferimenti Legislativi.

Tutte le operazioni illustrate nel proseguo, relative all'analisi della struttura ed alle verifiche sugli elementi sono state effettuate in piena conformità alle seguenti norme:

Norme Tecniche C.N.R. 10011:

"Costruzioni di acciaio - Istruzione per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione."

Norme C.N.R. 10024:

"Analisi delle strutture mediante calcolatore elettronico: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo."

Ordinanza del Presidente del Consiglio 3274 - 08/05/2003:

"Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica."

Ordinanza del Presidente del Consiglio 3431 - 03/05/2005:

"Ulteriori modifiche ed integrazioni all'Ordinanza del Presidente del Consiglio 3274 - 08/05/2003."

UNI ENV 1992-1-1: Eurocodice 2:

"Progettazione delle strutture in calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici"

UNI ENV 1993-1-1: Eurocodice 3:

"Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici."

UNI ENV 1998-1-1: Eurocodice 8:

"Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 1-1: Regole generali."

D.M. 17/01/2018:

"Norme tecniche per le costruzioni."

Circolare CSLLPP n. 7 del 21/01/2019:

"Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018."

1.3 Convenzioni, Unità di misura e simboli adottati.

Nei calcoli sono state utilizzate le seguenti unità:

- distanze	: cm
- forze, tagli, e sforzi normali	: daN
- coppie e momenti flettenti	: daNm
- carichi sulle aste	: daN/m
- carichi su superfici	: daN/m ²
- peso specifico	: daN/m ³
- tensioni e resistenze	: daN/m ²
- temperatura	: °C

I simboli adottati hanno il seguente significato:

q	: fattore di comportamento ;
R _{ck}	: Resistenza caratteristica cubica a compressione del calcestruzzo;
f _{ck}	: Resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo;
E _c	: Modulo elastico secante del calcestruzzo;
E _{ct}	: Modulo elastico a trazione del calcestruzzo
f _{cd}	: Resistenza di calcolo del calcestruzzo;
f _{ctk,0.05}	: Resistenza caratteristica a trazione;
ν	: Coefficiente di Poisson;
α _t	: Coefficiente di dilatazione termica;
ps	: peso specifico;
f _{yk}	: Resistenza caratteristica di snervamento dell'acciaio;
f _{tk}	: Resistenza caratteristica di rottura dell'acciaio;
f _d	: resistenza di calcolo dell'acciaio;
A	: Superficie della sezione trasversale;
J _x	: Momento di inerzia rispetto all'asse X;
J _y	: Momento di inerzia rispetto all'asse Y;

J_{xy}	: Momento di inerzia centrifugo rispetto agli assi X ed Y;
J_t	: Fattore torsionale;
N	: sforzo normale;
M_T	: Momento Torcente;
M_{XZ}	: Momento Flettente X-Z;
T_{XZ}	: Taglio X-Z;
M_{XY}	: Momento Flettente X-Y;
T_{XY}	: Taglio X-Y;
f	: Frequenza del modo i-esimo;
T	: Periodo del modo i-esimo;
Γ_x	: Fattore di partecipazione del modo i-esimo in direzione x;
Γ_y	: Fattore di partecipazione del modo i-esimo in direzione y;
Γ_z	: Fattore di partecipazione del modo i-esimo in direzione z;
N_{sd}	: Sforzo Normale sollecitante di calcolo;
M_{sdXZ}	: Momento Flettente X-Z sollecitante di calcolo;
M_{sdXY}	: Momento Flettente X-Y sollecitante di calcolo;
M_{ts}	: Momento Torcente sollecitante di calcolo;
V_{sdXZ}	: Taglio X-Z sollecitante di calcolo;
V_{sdXY}	: Taglio X-Y sollecitante di calcolo;
N_{Rd}	: Sforzo Normale resistente di calcolo;
M_{RdXZ}	: Momento Flettente X-Z resistente di calcolo;
M_{RdXY}	: Momento Flettente X-Y resistente di calcolo;
M_{tr}	: Momento Torcente resistente di calcolo;
V_{RdXZ}	: Taglio X-Z resistente di calcolo;
V_{RdXY}	: Taglio X-Y resistente di calcolo;
σ_c	: Tensioni del calcestruzzo;
σ_s	: Tensioni delle armature;
$\sigma_{c,lim}$: Tensioni limite del calcestruzzo;
$\sigma_{s,lim}$: Tensioni limite dell'acciaio;
f/l	: rapporto freccia/lunghezza;
f_{lim}	: valore limite del rapporto freccia/lunghezza;

2 Descrizione del Modello.

2.1 Modello assunto per il calcolo.

L'analisi numerica della struttura è stata condotta attraverso l'utilizzo del metodo degli elementi finiti ipotizzando un comportamento elastico-lineare.

Il metodo degli elementi finiti consiste nel sostituire il modello continuo della struttura con un modello discreto equivalente e di approssimare la funzione di spostamento con polinomio algebrico, definito in regioni (dette appunto elementi finiti) che sono delle funzioni interpolanti il valore di spostamento definito in punti discreti (detti nodi).

Gli elementi finiti utilizzabili ai fini della corretta modellazione della struttura verranno descritti di seguito.

Il modello di calcolo può essere articolato sulla base dell'ipotesi di impalcato rigido, in funzione della reale presenza di solai continui atti ad irrigidire tutto l'impalcato.

Tale ipotesi viene realizzata attraverso l'introduzione di adeguate relazioni cinematiche tra i gradi di libertà dei nodi costituenti l'impalcato stesso.

Il metodo di calcolo adottato, le combinazioni di carico, e le procedure di verifica saranno descritte di seguito.

Riferimento globale e locale.

La struttura viene definita utilizzando una terna di assi cartesiani formanti un sistema di riferimento levogiro, unico per tutti gli elementi e chiamato "globale". Localmente esiste un ulteriore sistema di riferimento, detto appunto "locale", utile alla definizione delle caratteristiche di rigidezza dei singoli elementi.

I due sistemi di riferimento sono correlati da una matrice, detta di rotazione.

Modellazione geometrica della struttura.

Il modello geometrico (mesh) della struttura è basato sull'utilizzo dei seguenti elementi:

- *Nodi*

Si definiscono nodi, entità geometriche determinate tramite le tre coordinate nel riferimento globale.

I nodi, nello spazio tridimensionale, posseggono tre gradi di libertà traslazionali e tre rotazionali.

Essi sono posizionati in modo da definire gli estremi degli elementi finiti e, di regola, in ogni discontinuità strutturale, di carico, di caratteristiche meccaniche, di campo di spostamento.

- *Vincoli e Molle*

I gradi di libertà possono essere vincolati, bloccando il cinematismo nella direzione voluta o assegnando "molle" applicate ai nodi tramite valori di rigidezza finiti.

Un vincolo assegna a priori un valore di spostamento nullo, e quindi la variabile corrispondente viene eliminata.

- *Vincoli interni*

Tali vincoli servono a definire le modalità di trasmissione degli sforzi dall'elemento finito ai nodi. Ciò viene associato al concetto di trasferimento della rigidezza.

Generalmente l'elemento considerato è rigidamente connesso ai nodi che lo definiscono, in modo da bloccare tutti i gradi di libertà relativi. E' possibile, comunque "rilasciare" le caratteristiche delle sollecitazioni, in modo da svincolare i gradi di libertà corrispondenti. Nel caso particolare, il modello utilizzato consente di svincolare le tre rotazioni intorno agli assi locali dell'asta.

- *Aste*

Si tratta di elementi finiti monodimensionali ad asse rettilineo delimitate da due nodi (i nodi di estremità).

Per questi elementi generalmente la funzione interpolante è quella del modello analitico per cui la mesh non influisce sensibilmente sulla convergenza.

Le aste sono dotate di rigidezza assiale, flessionale, e a taglio, secondo il modello classico della trave inflessa di Eulero-Bernoulli.

Alla singola asta è possibile associare una sezione costante per tutta la sua lunghezza.

- *Asta su suolo elastico*

Si tratta di elementi finiti monodimensionali ad asse rettilineo, di definizione simile alle aste. Sono utili a modellare travi di fondazione, considerate poggianti su suolo alla Winkler, e reagenti sia rispetto alle componenti traslazionali di cinematismo, sia rotazionali.

- *Lastra-Piastra*

Si tratta di elementi finiti bidimensionali, definiti da tre o quattro nodi, posti ai vertici rispettivamente di un triangolo o di un quadrilatero irregolare. La geometria reale dell'elemento viene ricondotta ad un triangolo rettangolo (elemento a tre nodi) o ad un quadrato definito nella trattazione isoparametrica.

L'elemento lastra-piastra non ha rigidezza per la rotazione intorno all'asse perpendicolare al suo piano e viene trattato secondo la teoria di Mindlin-Reissner. Nel modello considerato si tiene conto dell'accoppiamento tra azioni flessionali e membranali.

- *Forze e coppie concentrate*

Per la risoluzione statica della struttura, tutti i carichi applicati agli elementi vengono trasferiti ai nodi. Ciò avviene in automatico per il peso delle aste, delle piastre, delle pareti, dei pannelli di carico presenti sulle aste e per la distribuzione di carico applicate agli elementi bidimensionali.

Il modello di calcolo consente anche l'introduzione di forze e coppie ai nodi.

Le forze sono dirette lungo le tre direzioni del sistema di riferimento globale ed in entrambi i versi per ogni direzione.

Le coppie concentrate sono riferite ai tre assi del riferimento globale, in entrambi i versi di di rotazione di ciascun asse.

- *Carichi distribuiti*

Il modello di calcolo consente anche l'introduzione di carichi ripartiti sulle aste e di distribuzione di carico su piastre e pareti.

I carichi ripartiti sulle aste possono essere riferite sia al riferimento globale, sia al riferimento locale, lungo le tre direzioni ed in entrambe i versi. E' possibile anche introdurre carichi distribuiti torcenti agenti intorno all'asse dell'asta ed in entrambe i versi di rotazione.

Tutti i tipi di carico ripartito devono avere forma trapezia.

Sugli elementi bidimensionali, che fanno parte della mesh di piastre e pareti, è possibile assegnare una distribuzione uniforme, avente le caratteristiche di una pressione diretta ortogonalmente all'elemento.

- *Pannelli di carico*

Il pannello di carico è un concetto legato alla reale distribuzione di carichi gravanti sulle aste. Ne fanno parte: solai, balconi, scale.

Da tali pannelli, di forma irregolare come definiti dalla geometria dell'input, si passa alla quantificazione dei carichi trapezoidali ripartiti sulle aste. Per meglio simulare l'effetto dei pannelli, vengono generati in modo automatico anche dei carichi ripartiti torcenti, anch'essi di forma trapezia, relativi ai carichi distribuiti equivalenti al pannello.

- Sezioni

Le sezioni assegnabili alle aste sono definite attraverso le caratteristiche geometrico-elastiche, i moduli di resistenza plastici (sezioni in acciaio) ed il materiale.

Materiali.

I materiali, ai fini del calcolo delle sollecitazioni, sono considerati omogenei ed isotropi e sono definiti dalle seguenti caratteristiche: peso per unità di volume, modulo elastico, coefficiente di Poisson, coefficiente di dilatazione, e tutte le caratteristiche meccaniche, riepilogate in seguito, utili alle verifiche strutturali dettate dalla normativa.

Matrici di calcolo della struttura.

Dalla discretizzazione geometrica della struttura vengono definite le matrici utili a studiare il comportamento globale della struttura in esame.

- Matrice di rigidezza

Tale matrice viene costruita partendo dalla matrice di rigidezza espressa nel sistema di riferimento locale dell'elemento considerato. Attraverso un'operazione di trasformazione, mediante la matrice di rotazione, viene riferita al sistema di riferimento globale. L'ultima operazione consiste nell'"assemblaggio" delle singole matrici di ogni elemento, in modo da formare un'unica matrice relativa all'intera struttura.

- Matrice delle masse

La generazione della matrice globale è del tutto analoga a quella sopra descritta per la matrice di rigidezza. La matrice delle masse è di tipo "consistent" e considera l'effettiva distribuzione delle masse della struttura. Come definito dalla normativa, alle masse relative ai carichi permanenti, viene aggiunta un'aliquota delle masse equivalenti ai carichi d'esercizio.

2.2 Tipo di calcolo.

ANALISI ORIZZONTALE DINAMICA LINEARE

Il calcolo risolutivo della struttura è stato effettuato utilizzando un sistema di equazioni lineari (di dimensioni pari ai gradi di libertà), secondo la relazione:

$$\underline{u} = [\underline{K}]^{-1} \underline{F}$$

dove: \underline{F} = vettore dei carichi risultanti applicate ai nodi;
 \underline{u} = vettore dei cinematismi nodali;
 $[\underline{K}]$ = matrice di rigidezza globale.

Tale analisi è stata ripetuta per tutte le condizioni presenti sulla struttura, identificati dai vettori dei carichi relativi a:

- carichi permanenti;
- carichi d'esercizio;
- delta termico;
- carichi utente;
- torsioni accidentali;

I valori delle eccentricità accidentali per le torsioni sono i seguenti:

Imp. Reale	Torsioni Accidentali	
	e_x [cm]	e_y [cm]
1	48.8	25.0

Per ogni impalcato reale si riportano i dati relativi alle rigidezze e ai baricentri:

Imp. Reale	Rigidezze			Centro Massa		Centro Rigidezza	
	Rig X [kN/cm]	Rig Y [kN/cm]	Rig. Tors. [kNm]	X [cm]	Y [cm]	xR [cm]	yR [cm]
1	8435	3050	1093899996 2	550.0	350.0	550.0	350.0

L'analisi sismica nella componente orizzontale è basata sulla teoria ed i concetti propri dell'analisi modale.

L'analisi modale consente di determinare le oscillazioni libere della struttura discretizzata.

Tali modi di vibrare sono legati agli autovalori e autovettori del sistema dinamico generalizzato, che può essere riassunto in:

$$[K] \{a\} = \omega^2 [M] \{a\}$$

dove: $[K]$ = matrice di rigidezza globale
 $[M]$ = matrice delle masse globale
 $\{a\}$ = autovettori (forme modali)
 ω^2 = autovalori del sistema generalizzato

La frequenza (f) dei modi di vibrare è calcolata mediante la seguente formula:

$$f = \omega / 2\pi$$

Il periodo (T) è calcolato come:

$$T = 1 / f$$

I "fattori di partecipazione modali" possono essere calcolati mediante la seguente formula:

$$\Gamma_i = \phi_i^T [M] \underline{d}$$

dove: ϕ_i = autovettori normalizzati relativi al modo i-esimo
 \underline{d} = vettore di trascinamento (o di direzione di entrata del sisma)

Per ogni direzione del sisma vengono scelti i modi efficaci al raggiungimento del valore imposto dalla normativa (85%). Il parametro di riferimento è il "fattore di partecipazione delle masse", la cui formulazione è:

$$\Lambda_{xi} = \Gamma_i^2 / M_{tot}$$

I cinematismi modali vengono calcolati come:

$$\underline{u} = \phi_i \Gamma_i S_d(T_i) / \omega_i^2$$

dove: $S_d(T_i)$ = ordinata spettro di risposta orizzontale o verticale.
 ω^2 = autovalore del modo i-esimo

Gli effetti relativi ai modi di vibrare, vengono combinati utilizzando la combinazione quadratica completa (CQC):

$$E = \sqrt{(\sum_i \sum_j \rho_{ij} E_i E_j)}$$

dove: ρ_{ij} = $(8\xi^2 (1 + \beta_{ij}) \beta_{ij}^{3/2}) / ((1 - \beta_{ij}^2)^2 + 4\xi^2 \beta_{ij} (1 + \beta_{ij}^2) + 8\xi^2 \beta_{ij}^2)$ coefficiente di correlazione tra il modo i-esimo ed il modo j-esimo;
 ξ = coefficiente di smorzamento viscoso;
 β_{ij} = rapporto tra le frequenze di ciascuna coppia di modi (f_i / f_j)
 $E_i E_j$ = effetti considerati in valore assoluto.

La condizione "Torsione Accidentale" contiene il momento torcente generato dalla forza sismica di piano per l'eccentricità calcolata in funzione della dimensione massima dell'ingombro in pianta nella direzione ortogonale a quella considerata.(5%).

I modi di vibrare del calcolo in oggetto sono i seguenti:

SLV-SLC

	Direzione X			Direzione Y		
Modo	f [Hz]	T [s]	Δx %	f [Hz]	T [s]	Δy %
1	5.435	0.184	99.0	5.414	0.185	96.9
	Totale Δx ($\geq 85\%$)		99.0	Totale Δy ($\geq 85\%$)		96.9

SLD-SLO

	Direzione X			Direzione Y		
Modo	f [Hz]	T [s]	Δx %	f [Hz]	T [s]	Δy %
1	5.435	0.184	99.0	5.414	0.185	96.9
	Totale Δx ($\geq 85\%$)		99.0	Totale Δy ($\geq 85\%$)		96.9

2.3 Condizioni di carico valutate**Dati Condizioni.**

Nella seguente tabella vengono riportati i dati per la definizione delle condizioni di carico:

Azione	Tipo	Durata
Car. perm. strutt. (Gk1)	C.Perm. (Gk)	Permanente
Car. perm. non strutt. (Gk2)	C.p. non str. (Gk2)	Permanente
Carichi d'esercizio (Qk)	C. Esc. (Qk)	Lunga
Δt	Carico termico	Breve
Torsione Accidentale X	Azione Sismica	Istantanea
Torsione Accidentale Y	Azione Sismica	Istantanea
Sisma X	Azione Sismica	Istantanea
Sisma Y	Azione Sismica	Istantanea
Sisma Z	Azione Sismica	Istantanea
Spinta stat.	Spinta terr. stat.	Permanente
Spinta din.X	Spinta terr. din. X	Istantanea
Spinta din.Y	Spinta terr. din. Y	Istantanea

Coefficienti di combinazione.

Nella seguente tabella vengono riportati i coefficienti di combinazione da normativa, relativi agli stati limite ultimi (SLV) e di danno (SLD):

Impalcato	Destinazione	Altre azioni			Delta termico		
		Ψ_{0i}	Ψ_{1i}	Ψ_{2i}	Ψ_{0i}	Ψ_{1i}	Ψ_{2i}
Fondazione	Categoria E: Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1.0	0.9	0.8	0.6	0.5	0.0

Per balconi e scale verranno usati i coefficienti calcolati come i maggiori tra quelli relativi alla categoria di carico di piano ed i seguenti:

Cat.	Destinazione	Altre azioni			Delta termico		
		Ψ_{0i}	Ψ_{1i}	Ψ_{2i}	Ψ_{0i}	Ψ_{1i}	Ψ_{2i}
C2	Balconi, ballatoi e scale	0.7	0.7	0.6	0.6	0.5	0.0

Tutte le combinazioni sono da intendersi come somma dell'effetto considerato. Tali combinazioni vengono considerate sovrapponendo i diagrammi secondo la tecnica dell'involuppo.

Combinazioni per le verifiche allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita

Le azioni di calcolo presenti sulla struttura e le relative combinazioni di carico nei riguardi degli stati limite di salvaguardia della vita essere riassunte nelle seguenti tabelle:

Elementi della Struttura									
Comb.	Condizione								
	C. perm.(Gk1)	C. p. non str.(Gk2)	C. ese.(Qk)	Delta T(DT)	Tors. acc. X(Mx)	Tors. acc. Y(My)	Sisma X	Sisma Y	Sisma Z
1*	γ_{Gns}	γ_{G2ns}	γ_{Qns}	0	0	0	0	0	0
2*	γ_{Gns}	γ_{G2ns}	γ_{Qns}	$\Psi 0 \gamma_{Qns}$	0	0	0	0	0
3*	γ_{Gns}	γ_{G2ns}	γ_{Qns}	$-\Psi 0 \gamma_{Qns}$	0	0	0	0	0
4*	γ_{Gns}	γ_{G2ns}	$\Psi 0 \gamma_{Qns}$	γ_{Qns}	0	0	0	0	0
5*	γ_{Gns}	γ_{G2ns}	$\Psi 0 \gamma_{Qns}$	$-\gamma_{Qns}$	0	0	0	0	0
6	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	1	0.30	1	0.30	0
7	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	-1	0.30	1	0.30	0
8	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	1	-0.30	1	0.30	0
9	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	-1	-0.30	1	0.30	0
10	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	1	0.30	1	-0.30	0
11	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	-1	0.30	1	-0.30	0
12	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	1	-0.30	1	-0.30	0
13	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	-1	-0.30	1	-0.30	0
14	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	1	0.30	-1	0.30	0
15	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	-1	0.30	-1	0.30	0
16	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	1	-0.30	-1	0.30	0
17	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	-1	-0.30	-1	0.30	0
18	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	1	0.30	-1	-0.30	0
19	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	-1	0.30	-1	-0.30	0
20	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	1	-0.30	-1	-0.30	0
21	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	-1	-0.30	-1	-0.30	0
22	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	0.30	1	0.30	1	0
23	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	-0.30	1	0.30	1	0
24	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	0.30	-1	0.30	1	0
25	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	-0.30	-1	0.30	1	0
26	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	0.30	1	0.30	-1	0
27	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	-0.30	1	0.30	-1	0
28	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	0.30	-1	0.30	-1	0
29	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	-0.30	-1	0.30	-1	0
30	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	0.30	1	-0.30	1	0
31	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	-0.30	1	-0.30	1	0
32	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	0.30	-1	-0.30	1	0
33	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	-0.30	-1	-0.30	1	0
34	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	0.30	1	-0.30	-1	0
35	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	-0.30	1	-0.30	-1	0
36	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	0.30	-1	-0.30	-1	0
37	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	-0.30	-1	-0.30	-1	0

*Combinazione fondamentale (par. 2.5.3, formula 2.5.1)

Comb.	Condizione		
	Spinta stat.**	Spinta din.X**	Spinta din.Y**
1*	1.30	0.00	0.00
2*	1.30	0.00	0.00
3*	1.30	0.00	0.00
4*	1.30	0.00	0.00
5*	1.30	0.00	0.00
6	1.00	1.00	0.30
7	1.00	1.00	0.30
8	1.00	1.00	-0.30
9	1.00	1.00	-0.30
10	1.00	-1.00	0.30
11	1.00	-1.00	0.30
12	1.00	-1.00	-0.30
13	1.00	-1.00	-0.30
14	1.00	0.30	1.00
15	1.00	0.30	1.00
16	1.00	-0.30	1.00
17	1.00	-0.30	1.00
18	1.00	0.30	-1.00
19	1.00	0.30	-1.00
20	1.00	-0.30	-1.00
21	1.00	-0.30	-1.00
22	0.00	0.00	0.00
23	0.00	0.00	0.00

24	0.00	0.00	0.00
25	0.00	0.00	0.00
26	0.00	0.00	0.00
27	0.00	0.00	0.00
28	0.00	0.00	0.00
29	0.00	0.00	0.00
30	0.00	0.00	0.00
31	0.00	0.00	0.00
32	0.00	0.00	0.00
33	0.00	0.00	0.00
34	0.00	0.00	0.00
35	0.00	0.00	0.00
36	0.00	0.00	0.00
37	0.00	0.00	0.00

**Le condizioni "Spinta stat.", "Spinta din X", "Spinta din Y" sono relative alla spinta del terreno sulle pareti.

*Combinazione fondamentale (par. 2.5.3, formula 2.5.1)

Elementi di fondazione A1									
Comb.	Condizione								
	C. perm.(Gk1)	C. p. non str.(Gk2)	C. ese.(Qk)	Delta T(DT)	Tors. acc. X(Mx)	Tors. acc. Y(My)	Sisma X	Sisma Y	Sisma Z
1*	γG_{ns}	γG_{2ns}	γQ_{ns}	0	0	0	0	0	0
2*	γG_{ns}	γG_{2ns}	γQ_{ns}	$\Psi 0 \gamma Q_{ns}$	0	0	0	0	0
3*	γG_{ns}	γG_{2ns}	γQ_{ns}	$-\Psi 0 \gamma Q_{ns}$	0	0	0	0	0
4*	γG_{ns}	γG_{2ns}	$\Psi 0 \gamma Q_{ns}$	γQ_{ns}	0	0	0	0	0
5*	γG_{ns}	γG_{2ns}	$\Psi 0 \gamma Q_{ns}$	$-\gamma Q_{ns}$	0	0	0	0	0
6	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	1	0.30	1	0.30	0
7	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	-1	0.30	1	0.30	0
8	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	1	-0.30	1	0.30	0
9	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	-1	-0.30	1	0.30	0
10	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	1	0.30	1	-0.30	0
11	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	-1	0.30	1	-0.30	0
12	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	1	-0.30	1	-0.30	0
13	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	-1	-0.30	1	-0.30	0
14	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	1	0.30	-1	0.30	0
15	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	-1	0.30	-1	0.30	0
16	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	1	-0.30	-1	0.30	0
17	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	-1	-0.30	-1	0.30	0
18	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	1	0.30	-1	-0.30	0
19	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	-1	0.30	-1	-0.30	0
20	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	1	-0.30	-1	-0.30	0
21	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	-1	-0.30	-1	-0.30	0
22	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	0.30	1	0.30	1	0
23	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	-0.30	1	0.30	1	0
24	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	0.30	-1	0.30	1	0
25	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	-0.30	-1	0.30	1	0
26	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	0.30	1	0.30	-1	0
27	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	-0.30	1	0.30	-1	0
28	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	0.30	-1	0.30	-1	0
29	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	-0.30	-1	0.30	-1	0
30	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	0.30	1	-0.30	1	0
31	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	-0.30	1	-0.30	1	0
32	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	0.30	-1	-0.30	1	0
33	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	-0.30	-1	-0.30	1	0
34	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	0.30	1	-0.30	-1	0
35	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	-0.30	1	-0.30	-1	0
36	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	0.30	-1	-0.30	-1	0
37	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	-0.30	-1	-0.30	-1	0

*Combinazione fondamentale (par. 2.5.3, formula 2.5.1)

Comb.	Condizione		
	Spinta stat.**	Spinta din.X**	Spinta din.Y**
1*	1.30	0.00	0.00
2*	1.30	0.00	0.00
3*	1.30	0.00	0.00
4*	1.30	0.00	0.00
5*	1.30	0.00	0.00

6	1.00	1.00	0.30
7	1.00	1.00	0.30
8	1.00	1.00	-0.30
9	1.00	1.00	-0.30
10	1.00	-1.00	0.30
11	1.00	-1.00	0.30
12	1.00	-1.00	-0.30
13	1.00	-1.00	-0.30
14	1.00	0.30	1.00
15	1.00	0.30	1.00
16	1.00	-0.30	1.00
17	1.00	-0.30	1.00
18	1.00	0.30	-1.00
19	1.00	0.30	-1.00
20	1.00	-0.30	-1.00
21	1.00	-0.30	-1.00
22	0.00	0.00	0.00
23	0.00	0.00	0.00
24	0.00	0.00	0.00
25	0.00	0.00	0.00
26	0.00	0.00	0.00
27	0.00	0.00	0.00
28	0.00	0.00	0.00
29	0.00	0.00	0.00
30	0.00	0.00	0.00
31	0.00	0.00	0.00
32	0.00	0.00	0.00
33	0.00	0.00	0.00
34	0.00	0.00	0.00
35	0.00	0.00	0.00
36	0.00	0.00	0.00
37	0.00	0.00	0.00

**Le condizioni "Spinta stat.", "Spinta din X", "Spinta din Y" sono relative alla spinta del terreno sulle pareti.

*Combinazione fondamentale (par. 2.5.3, formula 2.5.1)

Combinazioni per le verifiche allo Stato Limite di Danno

Le azioni di calcolo presenti sulla struttura e le relative combinazioni di carico nei riguardi degli stati limite di danno possono essere riassunte nelle seguenti tabelle:

Comb.	Elementi della Struttura								
	Condizione								
	C. perm.(Gk1)	C. p. non str.(Gk2)	C. ese.(Qk)	Delta T(DT)	Tors. acc. X(Mx)	Tors. acc. Y(My)	Sisma X	Sisma Y	Sisma Z
1	γ_{Gns}	γ_{G2ns}	γ_{Qns}	0	0	0	0	0	0
2	γ_{Gns}	γ_{G2ns}	γ_{Qns}	$\Psi 0 \gamma_{Qns}$	0	0	0	0	0
3	γ_{Gns}	γ_{G2ns}	γ_{Qns}	$-\Psi 0 \gamma_{Qns}$	0	0	0	0	0
4	γ_{Gns}	γ_{G2ns}	$\Psi 0 \gamma_{Qns}$	γ_{Qns}	0	0	0	0	0
5	γ_{Gns}	γ_{G2ns}	$\Psi 0 \gamma_{Qns}$	$-\gamma_{Qns}$	0	0	0	0	0
6	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	1	0.30	1	0.30	0
7	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	-1	0.30	1	0.30	0
8	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	1	-0.30	1	0.30	0
9	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	-1	-0.30	1	0.30	0
10	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	1	0.30	1	-0.30	0
11	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	-1	0.30	1	-0.30	0
12	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	1	-0.30	1	-0.30	0
13	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	-1	-0.30	1	-0.30	0
14	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	1	0.30	-1	0.30	0
15	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	-1	0.30	-1	0.30	0
16	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	1	-0.30	-1	0.30	0
17	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	-1	-0.30	-1	0.30	0
18	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	1	0.30	-1	-0.30	0
19	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	-1	0.30	-1	-0.30	0
20	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	1	-0.30	-1	-0.30	0
21	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	-1	-0.30	-1	-0.30	0
22	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	0.30	1	0.30	1	0
23	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	-0.30	1	0.30	1	0
24	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	0.30	-1	0.30	1	0

25	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2\gamma Q_s$	0	-0.30	-1	0.30	1	0
26	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2\gamma Q_s$	0	0.30	1	0.30	-1	0
27	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2\gamma Q_s$	0	-0.30	1	0.30	-1	0
28	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2\gamma Q_s$	0	0.30	-1	0.30	-1	0
29	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2\gamma Q_s$	0	-0.30	-1	0.30	-1	0
30	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2\gamma Q_s$	0	0.30	1	-0.30	1	0
31	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2\gamma Q_s$	0	-0.30	1	-0.30	1	0
32	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2\gamma Q_s$	0	0.30	-1	-0.30	1	0
33	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2\gamma Q_s$	0	-0.30	-1	-0.30	1	0
34	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2\gamma Q_s$	0	0.30	1	-0.30	-1	0
35	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2\gamma Q_s$	0	-0.30	1	-0.30	-1	0
36	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2\gamma Q_s$	0	0.30	-1	-0.30	-1	0
37	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2\gamma Q_s$	0	-0.30	-1	-0.30	-1	0

Comb.	Condizione		
	Spinta stat.**	Spinta din.X**	Spinta din.Y**
1	1.00	0.00	0.00
2	1.00	0.00	0.00
3	1.00	0.00	0.00
4	1.00	0.00	0.00
5	1.00	0.00	0.00
6	1.00	1.00	0.30
7	1.00	1.00	0.30
8	1.00	1.00	-0.30
9	1.00	1.00	-0.30
10	1.00	-1.00	0.30
11	1.00	-1.00	0.30
12	1.00	-1.00	-0.30
13	1.00	-1.00	-0.30
14	1.00	0.30	1.00
15	1.00	0.30	1.00
16	1.00	-0.30	1.00
17	1.00	-0.30	1.00
18	1.00	0.30	-1.00
19	1.00	0.30	-1.00
20	1.00	-0.30	-1.00
21	1.00	-0.30	-1.00
22	0.00	0.00	0.00
23	0.00	0.00	0.00
24	0.00	0.00	0.00
25	0.00	0.00	0.00
26	0.00	0.00	0.00
27	0.00	0.00	0.00
28	0.00	0.00	0.00
29	0.00	0.00	0.00
30	0.00	0.00	0.00
31	0.00	0.00	0.00
32	0.00	0.00	0.00
33	0.00	0.00	0.00
34	0.00	0.00	0.00
35	0.00	0.00	0.00
36	0.00	0.00	0.00
37	0.00	0.00	0.00

**Le condizioni "Spinta stat.", "Spinta din X", "Spinta din Y" sono relative alla spinta del terreno sulle pareti.

Elementi di fondazione A1									
Comb.	Condizione								
	C. perm.(Gk1)	C. p. non str.(Gk2)	C. ese.(Qk)	Delta T(DT)	Tors. acc. X(Mx)	Tors. acc. Y(My)	Sisma X	Sisma Y	Sisma Z
1	γG_{ns}	γG_{2ns}	γQ_{ns}	0	0	0	0	0	0
2	γG_{ns}	γG_{2ns}	γQ_{ns}	$\Psi 0\gamma Q_{ns}$	0	0	0	0	0
3	γG_{ns}	γG_{2ns}	γQ_{ns}	$-\Psi 0\gamma Q_{ns}$	0	0	0	0	0
4	γG_{ns}	γG_{2ns}	$\Psi 0\gamma Q_{ns}$	γQ_{ns}	0	0	0	0	0
5	γG_{ns}	γG_{2ns}	$\Psi 0\gamma Q_{ns}$	$-\gamma Q_{ns}$	0	0	0	0	0
6	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2\gamma Q_s$	0	1	0.30	1	0.30	0
7	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2\gamma Q_s$	0	-1	0.30	1	0.30	0
8	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2\gamma Q_s$	0	1	-0.30	1	0.30	0
9	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2\gamma Q_s$	0	-1	-0.30	1	0.30	0

10	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2\gamma_{Qs}$	0	1	0.30	1	-0.30	0
11	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2\gamma_{Qs}$	0	-1	0.30	1	-0.30	0
12	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2\gamma_{Qs}$	0	1	-0.30	1	-0.30	0
13	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2\gamma_{Qs}$	0	-1	-0.30	1	-0.30	0
14	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2\gamma_{Qs}$	0	1	0.30	-1	0.30	0
15	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2\gamma_{Qs}$	0	-1	0.30	-1	0.30	0
16	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2\gamma_{Qs}$	0	1	-0.30	-1	0.30	0
17	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2\gamma_{Qs}$	0	-1	-0.30	-1	0.30	0
18	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2\gamma_{Qs}$	0	1	0.30	-1	-0.30	0
19	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2\gamma_{Qs}$	0	-1	0.30	-1	-0.30	0
20	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2\gamma_{Qs}$	0	1	-0.30	-1	-0.30	0
21	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2\gamma_{Qs}$	0	-1	-0.30	-1	-0.30	0
22	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2\gamma_{Qs}$	0	0.30	1	0.30	1	0
23	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2\gamma_{Qs}$	0	-0.30	1	0.30	1	0
24	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2\gamma_{Qs}$	0	0.30	-1	0.30	1	0
25	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2\gamma_{Qs}$	0	-0.30	-1	0.30	1	0
26	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2\gamma_{Qs}$	0	0.30	1	0.30	-1	0
27	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2\gamma_{Qs}$	0	-0.30	1	0.30	-1	0
28	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2\gamma_{Qs}$	0	0.30	-1	0.30	-1	0
29	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2\gamma_{Qs}$	0	-0.30	-1	0.30	-1	0
30	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2\gamma_{Qs}$	0	0.30	1	-0.30	1	0
31	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2\gamma_{Qs}$	0	-0.30	1	-0.30	1	0
32	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2\gamma_{Qs}$	0	0.30	-1	-0.30	1	0
33	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2\gamma_{Qs}$	0	-0.30	-1	-0.30	1	0
34	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2\gamma_{Qs}$	0	0.30	1	-0.30	-1	0
35	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2\gamma_{Qs}$	0	-0.30	1	-0.30	-1	0
36	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2\gamma_{Qs}$	0	0.30	-1	-0.30	-1	0
37	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2\gamma_{Qs}$	0	-0.30	-1	-0.30	-1	0

Comb.	Condizione		
	Spinta stat.**	Spinta din.X**	Spinta din.Y**
1	1.00	0.00	0.00
2	1.00	0.00	0.00
3	1.00	0.00	0.00
4	1.00	0.00	0.00
5	1.00	0.00	0.00
6	1.00	1.00	0.30
7	1.00	1.00	0.30
8	1.00	1.00	-0.30
9	1.00	1.00	-0.30
10	1.00	-1.00	0.30
11	1.00	-1.00	0.30
12	1.00	-1.00	-0.30
13	1.00	-1.00	-0.30
14	1.00	0.30	1.00
15	1.00	0.30	1.00
16	1.00	-0.30	1.00
17	1.00	-0.30	1.00
18	1.00	0.30	-1.00
19	1.00	0.30	-1.00
20	1.00	-0.30	-1.00
21	1.00	-0.30	-1.00
22	0.00	0.00	0.00
23	0.00	0.00	0.00
24	0.00	0.00	0.00
25	0.00	0.00	0.00
26	0.00	0.00	0.00
27	0.00	0.00	0.00
28	0.00	0.00	0.00
29	0.00	0.00	0.00
30	0.00	0.00	0.00
31	0.00	0.00	0.00
32	0.00	0.00	0.00
33	0.00	0.00	0.00
34	0.00	0.00	0.00
35	0.00	0.00	0.00
36	0.00	0.00	0.00
37	0.00	0.00	0.00

****Le condizioni "Spinta stat.", "Spinta din X", "Spinta din Y" sono relative alla spinta del terreno sulle pareti.**

Combinazioni per le verifiche allo Stato Limite di Operatività

Le azioni di calcolo presenti sulla struttura e le relative combinazioni di carico nei riguardi degli stati limite di operatività possono essere riassunte nelle seguenti tabelle:

Elementi della Struttura									
Comb.	Condizione								
	C. perm.(Gk1)	C. p. non str.(Gk2)	C. ese.(Qk)	Delta T(DT)	Tors. acc. X(Mx)	Tors. acc. Y(My)	Sisma X	Sisma Y	Sisma Z
1	γG_{ns}	γG_{2ns}	γQ_{ns}	0	0	0	0	0	0
2	γG_{ns}	γG_{2ns}	γQ_{ns}	$\Psi 0 \gamma Q_{ns}$	0	0	0	0	0
3	γG_{ns}	γG_{2ns}	γQ_{ns}	$-\Psi 0 \gamma Q_{ns}$	0	0	0	0	0
4	γG_{ns}	γG_{2ns}	$\Psi 0 \gamma Q_{ns}$	γQ_{ns}	0	0	0	0	0
5	γG_{ns}	γG_{2ns}	$\Psi 0 \gamma Q_{ns}$	$-\gamma Q_{ns}$	0	0	0	0	0
6	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	1	0.30	1	0.30	0
7	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	-1	0.30	1	0.30	0
8	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	1	-0.30	1	0.30	0
9	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	-1	-0.30	1	0.30	0
10	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	1	0.30	1	-0.30	0
11	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	-1	0.30	1	-0.30	0
12	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	1	-0.30	1	-0.30	0
13	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	-1	-0.30	1	-0.30	0
14	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	1	0.30	-1	0.30	0
15	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	-1	0.30	-1	0.30	0
16	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	1	-0.30	-1	0.30	0
17	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	-1	-0.30	-1	0.30	0
18	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	1	0.30	-1	-0.30	0
19	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	-1	0.30	-1	-0.30	0
20	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	1	-0.30	-1	-0.30	0
21	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	-1	-0.30	-1	-0.30	0
22	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	0.30	1	0.30	1	0
23	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	-0.30	1	0.30	1	0
24	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	0.30	-1	0.30	1	0
25	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	-0.30	-1	0.30	1	0
26	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	0.30	1	0.30	-1	0
27	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	-0.30	1	0.30	-1	0
28	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	0.30	-1	0.30	-1	0
29	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	-0.30	-1	0.30	-1	0
30	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	0.30	1	-0.30	1	0
31	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	-0.30	1	-0.30	1	0
32	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	0.30	-1	-0.30	1	0
33	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	-0.30	-1	-0.30	1	0
34	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	0.30	1	-0.30	-1	0
35	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	-0.30	1	-0.30	-1	0
36	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	0.30	-1	-0.30	-1	0
37	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	-0.30	-1	-0.30	-1	0

Comb.	Condizione		
	Spinta stat.**	Spinta din.X**	Spinta din.Y**
1	1.00	0.00	0.00
2	1.00	0.00	0.00
3	1.00	0.00	0.00
4	1.00	0.00	0.00
5	1.00	0.00	0.00
6	1.00	1.00	0.30
7	1.00	1.00	0.30
8	1.00	1.00	-0.30
9	1.00	1.00	-0.30
10	1.00	-1.00	0.30
11	1.00	-1.00	0.30
12	1.00	-1.00	-0.30
13	1.00	-1.00	-0.30
14	1.00	0.30	1.00

15	1.00	0.30	1.00
16	1.00	-0.30	1.00
17	1.00	-0.30	1.00
18	1.00	0.30	-1.00
19	1.00	0.30	-1.00
20	1.00	-0.30	-1.00
21	1.00	-0.30	-1.00
22	0.00	0.00	0.00
23	0.00	0.00	0.00
24	0.00	0.00	0.00
25	0.00	0.00	0.00
26	0.00	0.00	0.00
27	0.00	0.00	0.00
28	0.00	0.00	0.00
29	0.00	0.00	0.00
30	0.00	0.00	0.00
31	0.00	0.00	0.00
32	0.00	0.00	0.00
33	0.00	0.00	0.00
34	0.00	0.00	0.00
35	0.00	0.00	0.00
36	0.00	0.00	0.00
37	0.00	0.00	0.00

**Le condizioni "Spinta stat.", "Spinta din X", "Spinta din Y" sono relative alla spinta del terreno sulle pareti.

Elementi di fondazione A1									
Comb.	Condizione								
	C. perm.(Gk1)	C. p. non str.(Gk2)	C. ese.(Qk)	Delta T(DT)	Tors. acc. X(Mx)	Tors. acc. Y(My)	Sisma X	Sisma Y	Sisma Z
1	γ_{Gns}	γ_{G2ns}	γ_{Qns}	0	0	0	0	0	0
2	γ_{Gns}	γ_{G2ns}	γ_{Qns}	$\Psi 0 \gamma_{Qns}$	0	0	0	0	0
3	γ_{Gns}	γ_{G2ns}	γ_{Qns}	$-\Psi 0 \gamma_{Qns}$	0	0	0	0	0
4	γ_{Gns}	γ_{G2ns}	$\Psi 0 \gamma_{Qns}$	γ_{Qns}	0	0	0	0	0
5	γ_{Gns}	γ_{G2ns}	$\Psi 0 \gamma_{Qns}$	$-\gamma_{Qns}$	0	0	0	0	0
6	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	1	0.30	1	0.30	0
7	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	-1	0.30	1	0.30	0
8	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	1	-0.30	1	0.30	0
9	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	-1	-0.30	1	0.30	0
10	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	1	0.30	1	-0.30	0
11	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	-1	0.30	1	-0.30	0
12	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	1	-0.30	1	-0.30	0
13	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	-1	-0.30	1	-0.30	0
14	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	1	0.30	-1	0.30	0
15	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	-1	0.30	-1	0.30	0
16	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	1	-0.30	-1	0.30	0
17	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	-1	-0.30	-1	0.30	0
18	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	1	0.30	-1	-0.30	0
19	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	-1	0.30	-1	-0.30	0
20	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	1	-0.30	-1	-0.30	0
21	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	-1	-0.30	-1	-0.30	0
22	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	0.30	1	0.30	1	0
23	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	-0.30	1	0.30	1	0
24	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	0.30	-1	0.30	1	0
25	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	-0.30	-1	0.30	1	0
26	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	0.30	1	0.30	-1	0
27	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	-0.30	1	0.30	-1	0
28	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	0.30	-1	0.30	-1	0
29	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	-0.30	-1	0.30	-1	0
30	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	0.30	1	-0.30	1	0
31	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	-0.30	1	-0.30	1	0
32	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	0.30	-1	-0.30	1	0
33	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	-0.30	-1	-0.30	1	0
34	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	0.30	1	-0.30	-1	0
35	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	-0.30	1	-0.30	-1	0
36	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	0.30	-1	-0.30	-1	0
37	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	-0.30	-1	-0.30	-1	0

Comb.	Condizione
-------	------------

	Spinta stat.**	Spinta din.X**	Spinta din.Y**
1	1.00	0.00	0.00
2	1.00	0.00	0.00
3	1.00	0.00	0.00
4	1.00	0.00	0.00
5	1.00	0.00	0.00
6	1.00	1.00	0.30
7	1.00	1.00	0.30
8	1.00	1.00	-0.30
9	1.00	1.00	-0.30
10	1.00	-1.00	0.30
11	1.00	-1.00	0.30
12	1.00	-1.00	-0.30
13	1.00	-1.00	-0.30
14	1.00	0.30	1.00
15	1.00	0.30	1.00
16	1.00	-0.30	1.00
17	1.00	-0.30	1.00
18	1.00	0.30	-1.00
19	1.00	0.30	-1.00
20	1.00	-0.30	-1.00
21	1.00	-0.30	-1.00
22	0.00	0.00	0.00
23	0.00	0.00	0.00
24	0.00	0.00	0.00
25	0.00	0.00	0.00
26	0.00	0.00	0.00
27	0.00	0.00	0.00
28	0.00	0.00	0.00
29	0.00	0.00	0.00
30	0.00	0.00	0.00
31	0.00	0.00	0.00
32	0.00	0.00	0.00
33	0.00	0.00	0.00
34	0.00	0.00	0.00
35	0.00	0.00	0.00
36	0.00	0.00	0.00
37	0.00	0.00	0.00

**Le condizioni "Spinta stat.", "Spinta din X", "Spinta din Y" sono relative alla spinta del terreno sulle pareti.

I coefficienti utilizzati assumono i seguenti valori:

ELEMENTO	SLV						SLD						SLO					
	γ_{G1ns}	γ_{G2ns}	γ_{Qns}	γ_{G1s}	γ_{G2s}	γ_{Qs}	γ_{G1ns}	γ_{G2ns}	γ_{Qns}	γ_{G1s}	γ_{G2s}	γ_{Qs}	γ_{G1ns}	γ_{G2ns}	γ_{Qns}	γ_{G1s}	γ_{G2s}	γ_{Qs}
ELEMENTO	1.3	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Fondazione A1	1.3	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0

Combinazioni per le verifiche allo Stato limite di esercizio

Le azioni di calcolo presenti sulla struttura e le relative combinazioni di carico nei riguardi degli stati limite di esercizio possono essere riassunte nelle seguenti tabelle:

Combinazioni Caratteristiche:

Elementi della Struttura				
Comb.	Condizione			
	C. perm.(Gk1)	C. p. non str.(Gk2)	C. ese.(Qk)	Delta T(DT)
1	γ_{Gns}	γ_{G2ns}	γ_{Qns}	$\Psi_0\gamma_{Qns}$
2	γ_{Gns}	γ_{G2ns}	γ_{Qns}	$-\Psi_0\gamma_{Qns}$
3	γ_{Gns}	γ_{G2ns}	$\Psi_0\gamma_{Qns}$	γ_{Qns}
4	γ_{Gns}	γ_{G2ns}	$\Psi_0\gamma_{Qns}$	$-\gamma_{Qns}$

Comb.	Condizione		
	Spinta stat.**	Spinta din.X**	Spinta din.Y**

1	1.00	0.00	0.00
2	1.00	0.00	0.00
3	1.00	0.00	0.00
4	1.00	0.00	0.00

**Le condizioni "Spinta stat.", "Spinta din X", "Spinta din Y" sono relative alla spinta del terreno sulle pareti.

Elementi di fondazione A1				
Comb.	Condizione			
	C. perm.(Gk1)	C. p. non str.(Gk2)	C. ese.(Qk)	Delta T(DT)
1	γ_{Gns}	γ_{G2ns}	γ_{Qns}	$\Psi 0 \gamma_{Qns}$
2	γ_{Gns}	γ_{G2ns}	γ_{Qns}	$-\Psi 0 \gamma_{Qns}$
3	γ_{Gns}	γ_{G2ns}	$\Psi 0 \gamma_{Qns}$	γ_{Qns}
4	γ_{Gns}	γ_{G2ns}	$\Psi 0 \gamma_{Qns}$	$-\gamma_{Qns}$

Comb.	Condizione		
	Spinta stat.**	Spinta din.X**	Spinta din.Y**
1	1.00	0.00	0.00
2	1.00	0.00	0.00
3	1.00	0.00	0.00
4	1.00	0.00	0.00

**Le condizioni "Spinta stat.", "Spinta din X", "Spinta din Y" sono relative alla spinta del terreno sulle pareti.

Elementi di fondazione A2				
Comb.	Condizione			
	C. perm.(Gk1)	C. p. non str.(Gk2)	C. ese.(Qk)	Delta T(DT)
1	γ_{Gns}	γ_{G2ns}	γ_{Qns}	$\Psi 0 \gamma_{Qns}$
2	γ_{Gns}	γ_{G2ns}	γ_{Qns}	$-\Psi 0 \gamma_{Qns}$
3	γ_{Gns}	γ_{G2ns}	$\Psi 0 \gamma_{Qns}$	γ_{Qns}
4	γ_{Gns}	γ_{G2ns}	$\Psi 0 \gamma_{Qns}$	$-\gamma_{Qns}$

Comb.	Condizione		
	Spinta stat.**	Spinta din.X**	Spinta din.Y**
1	1.00	0.00	0.00
2	1.00	0.00	0.00
3	1.00	0.00	0.00
4	1.00	0.00	0.00

**Le condizioni "Spinta stat.", "Spinta din X", "Spinta din Y" sono relative alla spinta del terreno sulle pareti.

Combinazioni Frequenti:

Elementi della Struttura				
Comb.	Condizione			
	C. perm.(Gk1)	C. p. non str.(Gk2)	C. ese.(Qk)	Delta T(DT)
1	γ_{Gns}	γ_{G2ns}	$\Psi 1 \gamma_{Qns}$	$\Psi 2 \gamma_{Qns}$
2	γ_{Gns}	γ_{G2ns}	$\Psi 1 \gamma_{Qns}$	$-\Psi 2 \gamma_{Qns}$
3	γ_{Gns}	γ_{G2ns}	$\Psi 2 \gamma_{Qns}$	$\Psi 1 \gamma_{Qns}$
4	γ_{Gns}	γ_{G2ns}	$\Psi 2 \gamma_{Qns}$	$-\Psi 1 \gamma_{Qns}$

Comb.	Condizione		
	Spinta stat.**	Spinta din.X**	Spinta din.Y**
1	1.00	0.00	0.00
2	1.00	0.00	0.00
3	1.00	0.00	0.00
4	1.00	0.00	0.00

**Le condizioni "Spinta stat.", "Spinta din X", "Spinta din Y" sono relative alla spinta del terreno sulle pareti.

Elementi di fondazione A1				
Comb.	Condizione			
	C. perm.(Gk1)	C. p. non str.(Gk2)	C. ese.(Qk)	Delta T(DT)

1	γ_{Gns}	γ_{G2ns}	$\Psi 1 \gamma_{Qns}$	$\Psi 2 \gamma_{Qns}$
2	γ_{Gns}	γ_{G2ns}	$\Psi 1 \gamma_{Qns}$	$-\Psi 2 \gamma_{Qns}$
3	γ_{Gns}	γ_{G2ns}	$\Psi 2 \gamma_{Qns}$	$\Psi 1 \gamma_{Qns}$
4	γ_{Gns}	γ_{G2ns}	$\Psi 2 \gamma_{Qns}$	$-\Psi 1 \gamma_{Qns}$

Comb.	Condizione		
	Spinta stat.**	Spinta din.X**	Spinta din.Y**
1	1.00	0.00	0.00
2	1.00	0.00	0.00
3	1.00	0.00	0.00
4	1.00	0.00	0.00

**Le condizioni "Spinta stat.", "Spinta din X", "Spinta din Y" sono relative alla spinta del terreno sulle pareti.

Elementi di fondazione A2				
Comb.	Condizione			
	C. perm.(Gk1)	C. p. non str.(Gk2)	C. ese.(Qk)	Delta T(DT)
1	γ_{Gns}	γ_{G2ns}	$\Psi 1 \gamma_{Qns}$	$\Psi 2 \gamma_{Qns}$
2	γ_{Gns}	γ_{G2ns}	$\Psi 1 \gamma_{Qns}$	$-\Psi 2 \gamma_{Qns}$
3	γ_{Gns}	γ_{G2ns}	$\Psi 2 \gamma_{Qns}$	$\Psi 1 \gamma_{Qns}$
4	γ_{Gns}	γ_{G2ns}	$\Psi 2 \gamma_{Qns}$	$-\Psi 1 \gamma_{Qns}$

Comb.	Condizione		
	Spinta stat.**	Spinta din.X**	Spinta din.Y**
1	1.00	0.00	0.00
2	1.00	0.00	0.00
3	1.00	0.00	0.00
4	1.00	0.00	0.00

**Le condizioni "Spinta stat.", "Spinta din X", "Spinta din Y" sono relative alla spinta del terreno sulle pareti.

Combinazioni quasi permanenti :

Elementi della Struttura				
Comb.	Condizione			
	C. perm.(Gk1)	C. p. non str.(Gk2)	C. ese.(Qk)	Delta T(DT)
1	γ_{Gns}	γ_{G2ns}	$\Psi 2 \gamma_{Qns}$	$\Psi 2 \gamma_{Qns}$
2	γ_{Gns}	γ_{G2ns}	$\Psi 2 \gamma_{Qns}$	$-\Psi 2 \gamma_{Qns}$

Comb.	Condizione		
	Spinta stat.**	Spinta din.X**	Spinta din.Y**
1	1.00	0.00	0.00
2	1.00	0.00	0.00

**Le condizioni "Spinta stat.", "Spinta din X", "Spinta din Y" sono relative alla spinta del terreno sulle pareti.

Elementi di fondazione A1				
Comb.	Condizione			
	C. perm.(Gk1)	C. p. non str.(Gk2)	C. ese.(Qk)	Delta T(DT)
1	γ_{Gns}	γ_{G2ns}	$\Psi 2 \gamma_{Qns}$	$\Psi 2 \gamma_{Qns}$
2	γ_{Gns}	γ_{G2ns}	$\Psi 2 \gamma_{Qns}$	$-\Psi 2 \gamma_{Qns}$

Comb.	Condizione		
	Spinta stat.**	Spinta din.X**	Spinta din.Y**
1	1.00	0.00	0.00
2	1.00	0.00	0.00

**Le condizioni "Spinta stat.", "Spinta din X", "Spinta din Y" sono relative alla spinta del terreno sulle pareti.

Elementi di fondazione A2				
Comb.	Condizione			

	C. perm.(Gk1)	C. p. non str.(Gk2)	C. ese.(Qk)	Delta T(DT)
1	γ_{Gns}	γ_{G2ns}	$\Psi 2 \gamma_{Qns}$	$\Psi 2 \gamma_{Qns}$
2	γ_{Gns}	γ_{G2ns}	$\Psi 2 \gamma_{Qns}$	$-\Psi 2 \gamma_{Qns}$

Comb.	Condizione		
	Spinta stat.**	Spinta din.X**	Spinta din.Y**
1	1.00	0.00	0.00
2	1.00	0.00	0.00

**Le condizioni "Spinta stat.", "Spinta din X", "Spinta din Y" sono relative alla spinta del terreno sulle pareti.
I coefficienti utilizzati assumono i seguenti valori:

SLE															
	Caratteristiche					Frequenti					Q. Permanenti				
ELEMENTO	γ_{Gns}	γ_{Qns}	γ_I	γ_{EG}	γ_{EQ}	γ_{Gns}	γ_{Qns}	γ_I	γ_{EG}	γ_{EQ}	γ_{Gns}	γ_{Qns}	γ_I	γ_{EG}	γ_{EQ}
ELEMENTO	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Fondazione A1	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Fondazione A2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0

Tali combinazioni vengono considerate sovrapponendo i diagrammi secondo la tecnica dell'involuppo.

2.4 Procedura di Verifica degli elementi.

2.4.1 Elementi in C.A. .

Le Verifiche relative alle strutture in C.A. si possono riassumere, in funzione degli elementi considerati, nei seguenti tipi:

- Pilastri

Tali elementi vengono verificati utilizzando lo stato sollecitante completo nei riguardi di:

- PressoTensoFlessione Deviata
- Taglio
- Stabilità
- Stato tensionale

- Travi

Tali elementi vengono verificati utilizzando lo stato sollecitante completo nei riguardi di

- PressoTensoFlessione
- Taglio
- Deformabilità
- Stato tensionale
- Fessurazione

- Travi di fondazione

Tali elementi vengono verificati utilizzando lo stato sollecitante completo nei riguardi di

- PressoTensoFlessione
- Taglio
- Stato tensionale
- Fessurazione

Le singole verifiche vengono descritte qui di seguito:

- PressoTensoFlessione Deviata

Le sollecitazioni che vengono considerate in tale verifica sono: Sforzo Normale, Momento Flettente X-Z, Momento Flettente X-Y.

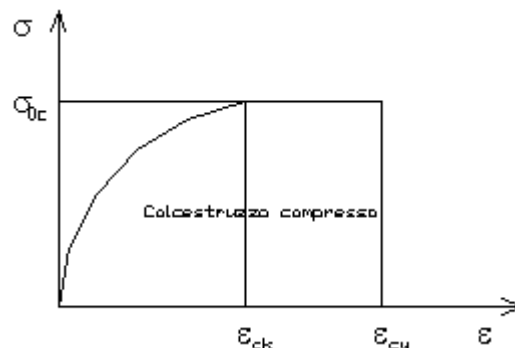
La verifica di resistenza è soddisfatta se la sollecitazione determinata dalla condizione considerata cade all'interno del dominio di sicurezza determinato, attraverso la conoscenza:

- del comportamento meccanico della sezione in esame;
- delle caratteristiche dei materiali di cui è composta;
- dei coefficienti di sicurezza forniti dalla normativa seguita.

Il calcolo è condotto nelle ipotesi che:

1. Le sezioni rimangano piane fino a rottura;
2. Ci sia perfetta aderenza fra acciaio e calcestruzzo;
3. La deformazione massima del calcestruzzo compresso è pari a 0.0035 nel caso di flessione semplice e composta; con asse neutro reale mentre è pari a 0.002 nel caso di compressione semplice;
4. La deformazione massima per l'acciaio teso sia pari a 0.01;
5. Il calcestruzzo non abbia alcuna capacità di resistenza a trazione.

Il diagramma tensioni-deformazioni assunto per il calcestruzzo è di tipo parabola-rettangolo come indicato nella seguente figura:



dove:

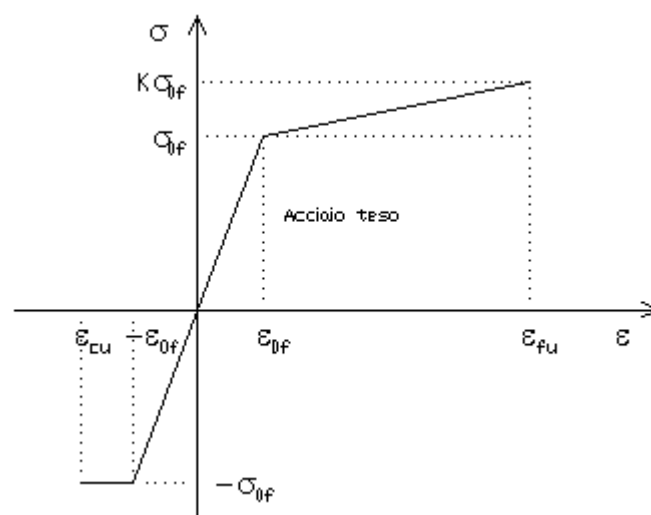
- $\varepsilon_{ck} = 0.002$;
- $\varepsilon_{cu} = 0.0035$;
- $\sigma_{0c} = 0.85 \cdot 0.83 \cdot R_{ck} / \gamma_c$;
- R_{ck} = resistenza caratteristica del calcestruzzo;
- $\gamma_{m,c}$ = coefficiente di materiale del calcestruzzo;

Le equazioni che descrivono il diagramma sono:

$$\varepsilon < \varepsilon_{ck} : \sigma(\varepsilon) = 1000 \cdot \sigma_{0c} \cdot \varepsilon \cdot (1 - 250 \cdot \varepsilon);$$

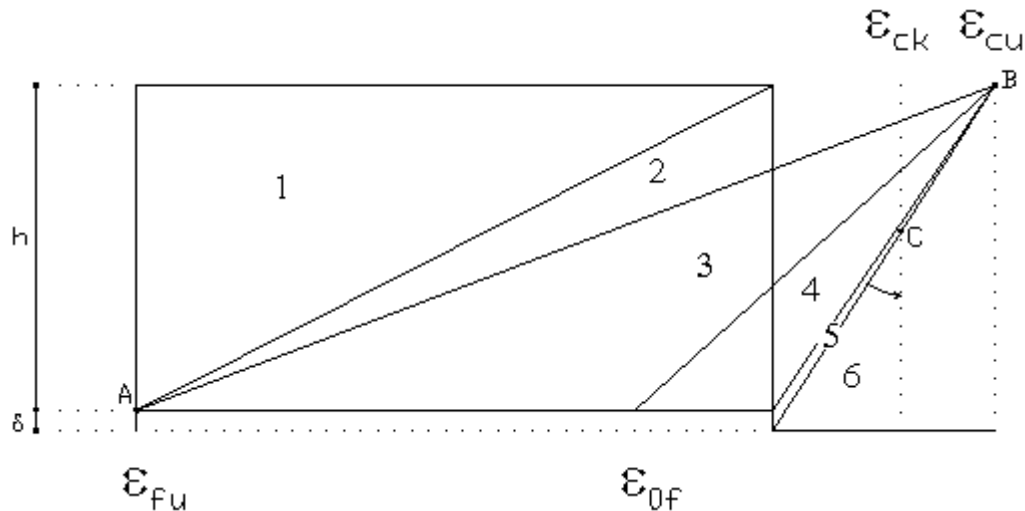
$$\varepsilon_{ck} < \varepsilon < \varepsilon_{cu} : \sigma(\varepsilon) = \sigma_{0c};$$

Il diagramma tensioni-deformazioni assunto per l'acciaio è indicato nella seguente figura:



dove: ε_{0f} = σ_{0f} / E ;
 E = Modulo di elasticità dell'acciaio;
 σ_{0f} = resistenza di calcolo dell'acciaio;
 k = rapporto di sovrarresistenza (se è pari ad 1 il comportamento è bilineare elastico-perfettamente plastico);
 f_{yk} = Resistenza caratteristica dell'acciaio
 γ_m = coefficiente di sicurezza dell'acciaio;
 ε_{fu} = deformazione ultima dell'acciaio;
 ε_{cu} = deformazione ultima del calcestruzzo;

Le limitazioni delle deformazioni unitarie per il conglomerato e per l'acciaio conducono a definire sei diversi campi (o regioni) nei quali potrà trovarsi la retta di deformazione specifica. Tali campi sono descritti nel seguente modo:



Campo 1 : è caratterizzato dall'allungamento massimo tollerabile per l'acciaio pari a ε_{fu} . Il diagramma delle deformazioni specifiche appartiene ad un fascio di rette passanti per il punto (A) mentre la distanza dall'asse neutro potrà variare da $-\infty$ a 0. E' il caso di trazione semplice o con piccola eccentricità; la sezione risulta interamente tesa. La crisi si ha per cedimento dell'acciaio teso.

Campo 2 : è caratterizzato dall'allungamento massimo tollerabile per l'acciaio pari a ε_{fu} e dalla rotazione del diagramma attorno al punto (A). La deformazione specifica del calcestruzzo varia da 0 al valore massimo del calcestruzzo compresso (ε_{cu}) mentre la distanza dell'asse neutro dal lembo compresso può variare da 0 a $0.259h$. La sezione risulterà in parte tesa ed in parte compressa e quindi sarà sollecitata a flessione semplice o composta.

Campo 3 : è caratterizzato dall'accorciamento massimo del conglomerato pari a ε_{cu} . Le rette di deformazione appartengono ad un fascio passante per (B). La massima tensione del calcestruzzo in questa regione è pari a quella di rottura di calcolo mentre l'armatura è ancora deformata in campo plastico. La sezione risulterà in parte tesa ed in parte compressa e quindi sarà sollecitata a flessione semplice o composta.

Campo 4 : è caratterizzato dall'accorciamento massimo del conglomerato pari a ε_{cu} . Le rette di deformazione appartengono ad un fascio passante per (B). La massima tensione del calcestruzzo in questa regione è pari a quella di rottura di calcolo mentre l'armatura è sollecitata con tensioni inferiori allo snervamento e può risultare anche scarica. La sezione risulterà in parte tesa ed in parte compressa e quindi sarà sollecitata a flessione semplice o composta.

Campo 5 : è caratterizzato dall'accorciamento massimo del conglomerato pari a ε_{cu} . Le rette di deformazione appartengono ad un fascio passante per (B) mentre la distanza dell'asse neutro varia da h ad $h+d$. L'armatura in tale regione è sollecitata a compressione e pertanto tutta la sezione è compressa; è questo il caso della flessione composta.

Campo 6 : è caratterizzato dall'accorciamento massimo del conglomerato compresso che varia fra ε_{cu} e ε_{ck} . Le rette di deformazione specifica appartengono ad un fascio passante per (C) e la distanza dell'asse neutro varia fra 0 e $-\infty$. La distanza di (C) dal lembo superiore vale $3h/7$. La sezione risulta sollecitata a compressione semplice o composta.

- Taglio

Il calcolo del taglio viene eseguito secondo il metodo di Ritter-Morsch.
Per gli elementi in cui è richiesta la verifica a taglio, deve risultare:

$$V_{Sd} \leq \min[V_{Rsd}, V_{Red}]$$

dove:

- V_{Sd} : taglio sollecitante il calcolo;
- $V_{Rsd} = 0.9 d (A_{sw} / s) f_{yd} (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) \sin \alpha$;
- $V_{Red} = 0.9 d b_w \alpha_c f'_{cd} (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) / (1 + \operatorname{ctg}^2 \theta)$;
- d : altezza utile della sezione;
- A_{sw} : area dell'armatura trasversale;
- s : passo dell'armatura trasversale;;
- f_{yd} : resistenza a snervamento dell'acciaio;
- b_w : larghezza minima della sezione lungo l'altezza efficace;

Il contributo delle armature a taglio è somma del contributo delle staffe e degli eventuali sagomati. In ogni caso l'aliquota massima che può essere affidata ai sagomati è il 50% dello sforzo di taglio massimo.

- Stabilità

La verifica di instabilità degli elementi snelli in c.a. viene condotta attraverso un'analisi del secondo ordine che tiene in conto degli effetti flessionali dell'azione assiale sulla configurazione deformata degli elementi stessi.

Si sono assunti legami fra le azioni interne e le deformazioni che mettono in conto il comportamento non lineare dei materiali e si è trascurato il contributo del calcestruzzo teso.

Il valore limite della snellezza per ogni colonna è stato assunto pari a:

$$\lambda_{lim} = 25 / \sqrt{\nu}$$

dove:

$$\nu = N_{ed} / (A_c f_{cd})$$

$$C = 1.7 - r_m$$

$r_m = M_{01} / M_{02}$ è il rapporto fra i momenti flettenti del primo ordine alle due estremità del pilastro, positivo se i due momenti sono discordi sulla trave ($|M_{02}| \geq |M_{01}|$).

La snellezza della colonna da confrontare con λ_{lim} è pari a:

$$\lambda = \lambda_0 / i$$

λ_0 è la lunghezza libera d'inflessione definita in base ai vincoli di estremità ed i il raggio d'inerzia della sezioni in calcestruzzo non fessurato.

Con riferimento al punto 4.1.2.3.9.3 del D.M. 17/01/2018 in aggiunta al momento sollecitante esterno viene sommata un'aliquota dovuta ad un'eccentricità dello sforzo normale pari a $1/300$ dell'altezza della colonna (difetto di rettilineità).

In aggiunta viene considerata un'aliquota aggiuntiva che tenga conto dell'inflessione della colonna pari a $e_2 := 0.222 e_{fy} l_0^2/h$.

- Stato tensionale

Tale verifica rientra nell'ambito della verifica di esercizio. Il calcolo delle tensioni si ottiene sfruttando le ipotesi tradizionali per il calcolo del cemento armato ordinario, e cioè:

1. assunzione dei materiali elastico lineari;
2. conservazione delle sezioni piane al crescere dei carichi;
3. perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo;
4. resistenza nulla a trazione del calcestruzzo;

Inoltre può essere stabilito un coefficiente di omogeneizzazione diverso dal valore ordinario.

Le tensioni di esercizio si possono calcolare considerando le combinazioni di carico caratteristica, frequente e quasi permanente.

La verifica consiste nel confrontare le tensioni di calcolo con quelle limite dei materiali.

- Fessurazione

Poiché la fessurazione in strutture in cemento armato ordinario è quasi inevitabile, bisogna limitare tali entità in modo da non pregiudicare il corretto funzionamento della struttura.

La fessurazione può essere limitata assicurando un minimo di area di armatura longitudinale che può essere calcolata dalla seguente espressione:

$$A_s = k_c k f_{ct,eff} (A_{ct} / \sigma_s)$$

dove:

- A_s : area di armatura nella zona tesa;
- k_c : coefficiente che tiene conto del tipo di distribuzione delle tensioni nella sezione subito prima la fessurazione. Assume valore 0.4 per flessione senza compressione assiale, e 1 per trazione;
- k : coefficiente che tiene conto degli effetti di tensioni auto-equilibrate non uniformi;
- $f_{ct,eff}$: resistenza efficace a trazione della sezione al momento in cui si suppone insorgano le prime fessure. In mancanza di dati si utilizza il valore di 3 N/mm²;
- A_{ct} : area del calcestruzzo in zona tesa subito prima della fessurazione;
- σ_s : massima tensione ammessa nell'armatura subito dopo la formazione della fessura.

Il calcolo delle ampiezze delle fessure si effettua considerando anche la parte di calcestruzzo reagente a trazione utilizzando la seguente espressione:

$$W_k = \beta s_{rm} \epsilon_{sm}$$

- W_k : ampiezza di calcolo delle fessure;
- β : coefficiente di correlazione tra l'ampiezza media delle fessure e il valore di calcolo;
- s_{rm} : distanza media finale tra le fessure;
- ϵ_{sm} : deformazione che tiene conto, nella combinazione di carico considerata, degli effetti "tension stiffening", del ritiro;

La quantità ϵ_{sm} si ottiene dalla seguente espressione:

$$\epsilon_{sm} = (\sigma_s / E_s) [1 - \beta_1 \beta_2 (\sigma_{sr} / \sigma_s)^2]$$

dove:

- σ_s : tensione dell'acciaio teso calcolata a sezione fessurata;
- E_s : modulo elastico dell'acciaio;
- σ_{sr} : tensione dell'acciaio teso calcolata nella sezione per una condizione di carico che induce alla prima fessurazione;
- β_1 : coefficiente di aderenza delle barre. Assume valore 0.5 per barre lisce e 1 per barre ad aderenza migliorata;
- β_2 : coefficiente di durata dei carichi. Assume valore 0.5 per carichi di lunga durata o per molti cicli ripetuti e 1 per un singolo carico di breve durata.

La quantità s_{rm} si ottiene dalla seguente espressione:

$$s_{rm} = 50 + 0.25 k_1 k_2 (\phi / \rho_t)$$

dove:

- k_1 : coefficiente di aderenza delle barre. Assume valore 1.6 per barre lisce e 0.8 per barre ad aderenza migliorata;
- k_2 : coefficiente che tiene conto della forma del diagramma delle deformazioni. Assume valore 0.5 per flessione e 1 per trazione pura;
- ϕ : diametro delle barre in mm. Se si utilizzano più diametri si utilizza il diametro medio.

La fessurazione causata dalle azioni tangenziali si considera contenuta in limiti accettabili se si adotta un passo delle staffe. Tale verifica non è necessaria in elementi in cui non è richiesta l'armatura a taglio.

- Verifiche a deformabilità

Per il calcolo della deformabilità di elementi inflessi si utilizza il metodo che pesa le curvature nelle due situazioni caratteristiche degli elementi in c.a. ("I" sezione integra; "II" sezione fessurata). A tale riguardo la curvatura in una generica sezione può essere valutata con la seguente relazione:

$$\theta = (1-\zeta) \theta_I + \zeta \theta_{II}$$

dove ζ rappresenta l'effetto irrigidente del calcestruzzo tra due fessure consecutive (tension stiffening):

$$\zeta = 1 - c(M_{cr}/M)^2$$

dove:

c : pari a 1 per carichi permanenti;
 M_{cr} : momento di prima fessurazione;
 M : momento sollecitante.

Per calcolare la freccia di un elemento, si divide in "n" conci uguali e si calcola la curvatura di ogni concio riferita alla coordinata x_i . La freccia relativa alla sezione x_j è pari a:

$$\delta_j = \varphi_A x_j - \sum (x_j - x_i) \theta_i \Delta x$$

dove:

φ_A : rotazione dell'estremo iniziale dell'elemento;
 l : lunghezza dell'elemento;
 Δx : lunghezza del concio;
 θ_i : curvatura relativa al concio.

- Particolari prescrizioni per pareti non dissipative

Le pareti non dissipative sono state progettate utilizzando le sollecitazioni relative allo spettro elastico ($q = 1$).

- Particolari prescrizioni per distribuzione irregolare di tamponamenti ed impianti

Nel caso di distribuzione fortemente irregolare in altezza di tamponamenti ed impianti, deve essere considerata la possibilità di forti concentrazioni di danno ai livelli caratterizzati da significativa riduzione del numero di tali elementi.

Questo requisito si intende soddisfatto incrementando le azioni di calcolo per gli elementi verticali (pilastri e pareti) dei livelli con riduzione dei tamponamenti come descritto nel paragrafo 7.2.3 delle N.T.C. I fattori di sovrarresistenza utilizzati nel presente calcolo sono:

Impalcato	Fatt. Sovr.
1	1.00

- Operazioni per il controllo della duttilità (DUT) richiesta dagli elementi in c.a

Nel caso di comportamento strutturale dissipativo il comportamento sismico della struttura è largamente dipendente dal comportamento delle sue zone dissipative, esse devono formarsi ove previsto e mantenere, in presenza di azioni cicliche, la capacità di trasmettere le necessarie sollecitazioni e di dissipare energia, garantendo la capacità in duttilità relativa alla classe di duttilità scelta.

I dettagli costruttivi delle zone dissipative e delle connessioni tra queste zone e le restanti parti della struttura, nonché dei diversi elementi strutturali tra loro, sono fondamentali per un corretto comportamento sismico e devono essere esaurientemente specificati negli elaborati di progetto.

Nel caso di analisi lineare la verifica di duttilità si può ritenere soddisfatta, rispettando per tutti gli elementi strutturali, sia primari sia secondari, le regole specifiche per i dettagli costruttivi precisate dalle norme per le diverse tipologie costruttive.

3 Dati

3.1 Dati Generali

Numero Impalcati : 1
 Numero delle tipologie di sezioni trasversali usate : 0
 Numero delle tipologie di solaio utilizzate : 0

Impalcato	Quota assoluta min [cm]	Quota assoluta max [cm]	Quota relativa min [cm]	Quota relativa max [cm]	Numero Colonne	Numero Travi
Fondazione	0.00	0.00	0.00	0.00	0	0

Coordinate (Datum WGS84) del sito : Latitudine = 38.9972° - Longitudine = 16.3214°
 Coordinate (Datum ED50) del sito : Latitudine = 38.9982° - Longitudine = 16.3222°



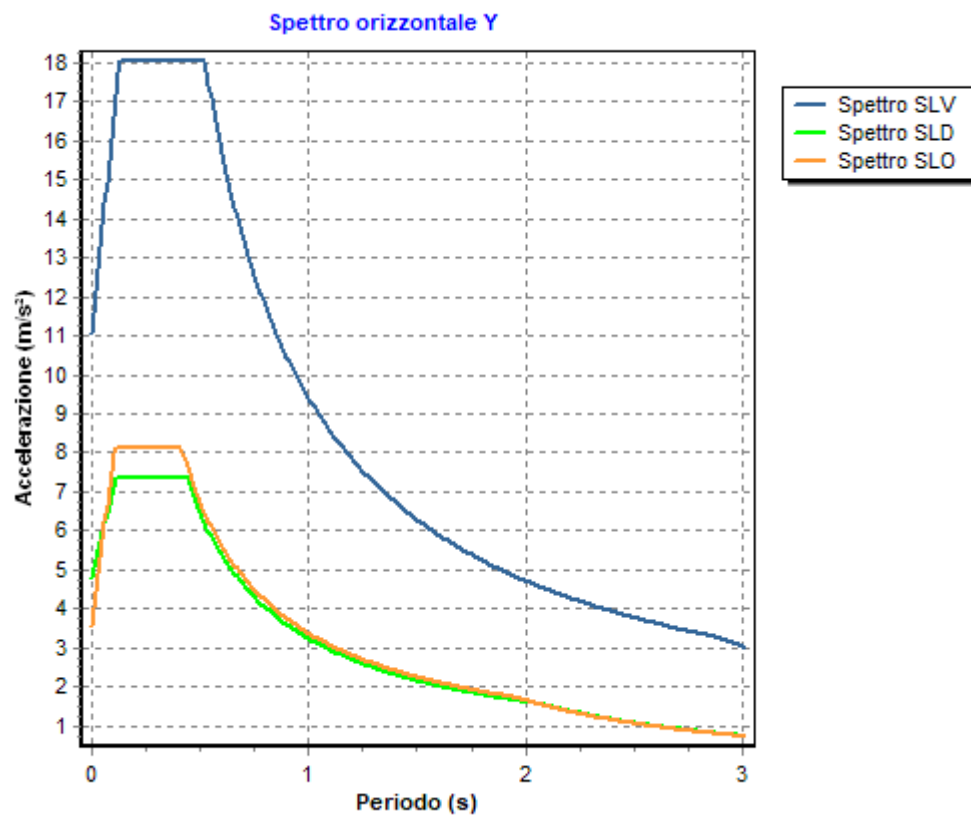
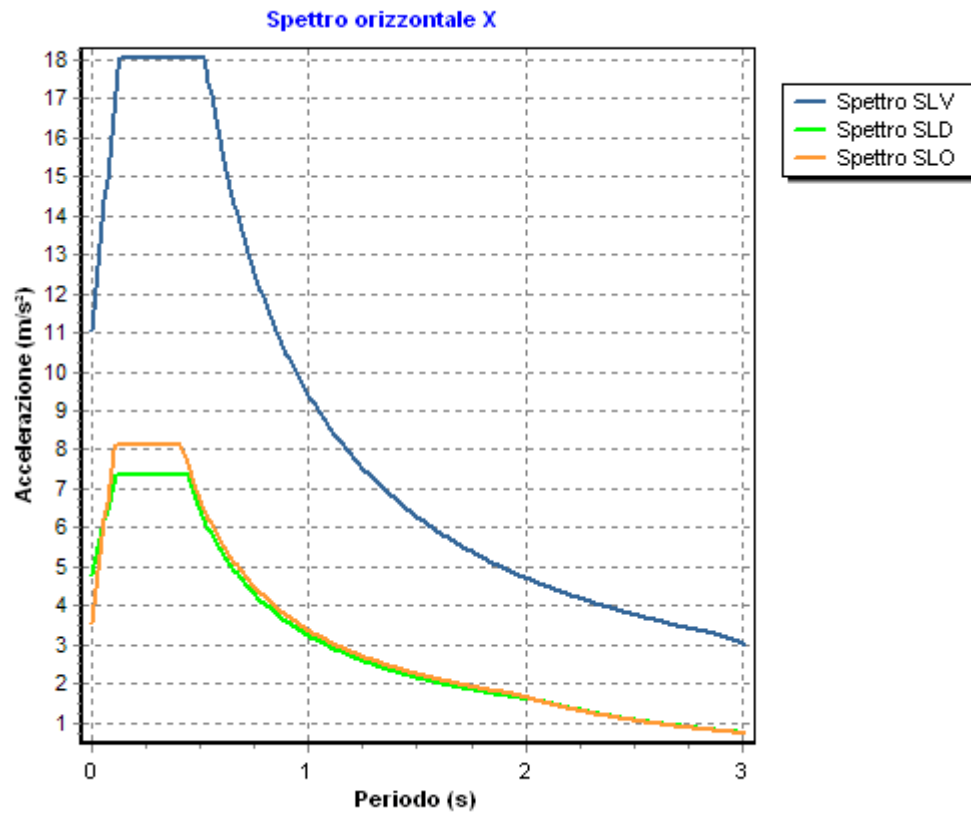
Identificativi e coordinate (Datum ED50) dei punti che includono il sito		
Numero punto	Latitudine [°]	Longitudine [°]
41225	38.9987	16.3173
41226	38.9970	16.3815
41447	38.9487	16.3152
41448	38.9470	16.3793

I valori dei parametri di interesse per la definizione dell'azione sismica di progetto sono ricavati attraverso risposta sismica locale.

Zona sismica : SI
 Suolo di fondazione : B
 Vita nominale : 50
 Classe di duttilità: Non dissipativa
 Tipo di opera : Opere ordinarie
 Classe d'uso : III
 Vita di riferimento : 75
 Categoria topografica : T2
 Coefficiente smorzamento viscoso : 0.05

	Parametri dello spettro di risposta orizzontale							
	SLV	SLC	SLD	SLO				
Tempo di ritorno	712	1462	75	45				
Accelerazione sismica	0.603	0.771	0.240	0.181				
Coefficiente F_0	2.453	2.490	2.300	2.282				
Periodo T_c^*	0.522	0.555	0.439	0.414				
Coefficiente S_s	1.55	1.51	1.70	1.67				
Coefficiente di amplificazione topografica S_t	1.20	1.20	1.20	1.20				
Prodotto $S_s \cdot S_t$	1.87	1.81	2.04	2.01				
Periodo T_B	0.13	0.14	0.11	0.10				
Periodo T_C	0.52	0.56	0.44	0.41				
Periodo T_D	2.89	3.30	2.07	1.96				
	x	y	x	y	x	y	x	y
Coefficiente η	0.667	0.667	1.000	1.000	*	*	*	*

* η pari a 1 per gli spostamenti e 2/3 per le sollecitazioni.



- FATTORI DI COMPORTAMENTO -

Fattore di comportamento direzione x (qx)

: 1.50

Fattore di comportamento direzione y (qy)	: 1.50
Fattore di comportamento direzione z (qz)	: 1.50
Modulo di Winkler traslazionale	: 5.00 daN/cm³
Modulo di Winkler tangenziale	: 2.50 daN/cm³
Delta Termico aste di elevazione	: 15
Delta Termico aste di fondazione	: 15
Modulo di omogeneizzazione (per SLE)	: 15
Classe di servizio per le strutture in legno	: 2
Coeff. di riduzione per rigidità fessurata:	
SLV-SLC	
Pilastr	
Assiale	da Carico Assiale
Flessione	da Carico Assiale
Taglio	da Carico Assiale
Travi	
Assiale	da Carico Assiale
Flessione	da Carico Assiale
Taglio	da Carico Assiale
Pareti	
Nel Piano	: 1.00
Fuori Piano	: 1.00
Platee	
Nel Piano	: 1.00
Fuori Piano	: 1.00
SLD-SLO	
Pilastr	
Assiale	da Carico Assiale
Flessione	da Carico Assiale
Taglio	da Carico Assiale
Travi	
Assiale	da Carico Assiale
Flessione	da Carico Assiale
Taglio	da Carico Assiale
Pareti	
Nel Piano	: 1.00
Fuori Piano	: 1.00
Platee	
Nel Piano	: 1.00
Fuori Piano	: 1.00
Delta termico	
Slv	: 0.50
Sle	: 0.75
Copriferro Piastre di Fondazione	: 4.00 cm

3.2 Elenco e Caratteristiche dei materiali.

Nell'ambito del progetto si è fatto uso dei seguenti materiali divisi per categoria di appartenenza:

b - Calcestruzzo

Nom e	Classe	Rck [daN/c m²]	v	ps [daN/c m³]	αt [1/°C]	Ec [daN/c m²]	FC	γm,c	Ect/Ec	fck [daN/cm²]	fcm [daN/c m²]	fcd SLU [daN/c m²]	fctd SLU [daN/c m²]	fcd SLD [daN/c m²]	fctd SLD [daN/c m²]	fctk,0.05 [daN/c m²]	fctm [daN/c m²]	εc2 [%]	εcu2 [%]
cls 30/37	C30/37	370	0.15	2500	1.0E-005	328365.7	-	1.50	0.50	300.0	-	170.0	13.5	255.0	20.3	20.3	29.0	2.00	3.50

c - Acciaio per C.A.

Nome	Tipo	γ_m	FC	Es [daN/cm ²]	f _{yk} [daN/cm ²]	f _{tk} [daN/cm ²]	f _d SLU [daN/cm ²]	f _d SLD [daN/cm ²]	f _d SLE [daN/cm ²]	k	ϵ_{ud} [%]
B450C	B450C	1.15	-	2100000.0	4500.0	5400.0	3913.0	4500.0	3913.0	1.00	10.00

3.3 Elenco e caratteristiche delle colonne stratigrafiche.

Nell'ambito del progetto si è fatto uso delle seguenti colonne stratigrafiche:

Caratteristiche delle colonne stratigrafiche:

Colonna : nome della colonna stratigrafica;
 Filo : filo fisso al quale appartiene la colonna stratigrafica;
 Impalcato : Impalcato al quale appartiene la colonna stratigrafica;
 Falda : Presenza della falda;
 Prof. Falda : Profondità della falda (se è presente);
 Spicc. Fond. : Quota dell'estradosso della fondazione rispetto al piano campagna;
 No. Strati : Numero degli strati della colonna stratigrafica.
 RQD : (Rock Quality Designation) grado di fratturazione dell'ammasso roccioso in [0-1]

Filo	Colonna	Impalcato	Falda	Prof. Falda [cm]	Spicc. Fond. [cm]	No. Strati	RQD
1	Colonna 2	Fondazione	Non Presente	-	-90.00	2	-
2	Colonna 2	Fondazione	Non Presente	-	-90.00	2	-
3	Colonna 2	Fondazione	Non Presente	-	-90.00	2	-
4	Colonna 2	Fondazione	Non Presente	-	-90.00	2	-

Caratteristiche degli strati appartenenti alle colonne stratigrafiche:

Colonna : nome della colonna stratigrafica;
 Strato : nome dello strato appartenente la colonna stratigrafica;
 Spess. : Spessore dello strato;
 Peso : Peso dell'unità di volume dello strato;
 Peso eff. : Peso dell'unità di volume efficace dello strato;
 NSPT : Numero di colpi medio misurato nello strato;
 Q_c : Resistenza alla punta media misurata nello strato;
 ϕ : Angolo di attrito del terreno;
 C : Coesione drenata del terreno;
 C_u : Coesione non drenata del terreno;
 E : Modulo elastico del terreno;
 G : Modulo di taglio del terreno;
 ν_t : Coefficiente di Poisson;
 E_{ed} : Modulo Edometrico;
 OCR : Grado di sovraconsolidazione del terreno.

Colonna	Strato	Spess. [cm]	Peso [daN/m ³]	Peso eff. [daN/m ³]	NSPT	Q _c [daN/cm ²]	ϕ [°]	C [daN/cm ²]	C _u [daN/cm ²]	E [daN/cm ²]	G [daN/cm ²]	ν_t	E _{ed} [daN/cm ²]	OC R
Colonna 2	Coltre superficia le	90.0	1860.0	860.0	7	-	30.0	0.00	0.44	84.00	56.00	0.30	-	1.00
	scisti	200.0	1960.0	960.0	15	-	31.0	0.00	0.94	180.00	155.00	0.35	-	1.00

3.4 Elenco dei carichi.

3.4.1 Pesi propri unitari - G1.

Impalcato	Solai [daN/m ²]	Balconi [daN/m ²]	Scale [daN/m ²]
-----------	--------------------------------	----------------------------------	--------------------------------

Fondazione	-	-	-
------------	---	---	---

- Analisi dei Carichi -

3.4.2 Carichi Permanenti unitari - G2.

Impalcato	Solai [daN/m²]	Balconi [daN/m²]	Scale [daN/m²]	Influenza Tramezzi [daN/m²]	Tamponature [daN/m]
Fondazione	5000	5000	5000	0	762

- Analisi dei Carichi -

Fondazione

Piano 1

3.4.3 Carichi Variabili unitari - Q.

Le intensità assunte per i carichi variabili verticali ripartiti sono riportate nella seguente tabella:

Impalcato	Carichi d'esercizio [daN/m²]		
	Solai	Balconi	Scale
Fondazione	600	400	400

3.4.4 Pesi Impalcati.

Ai fini della valutazione dei pesi "W" a livello dei vari impalcati, si tiene conto dei carichi di tipo G1 relativi agli elementi strutturali e dei carichi di tipo G2 relativi agli elementi non strutturali sommati ai sovraccarichi d'esercizio Qk moltiplicati per una aliquota Ψ_{2i} (determinata dalla destinazione d'uso dell'opera ai vari piani

$$W_i = G1_i + G2_i + \Psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

Dove il pedice "i" è il piano i-esimo della struttura.

Impalcato	Destinazione	Ψ_{2i}
Fondazione	Categoria E: Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	0.8

Per balconi e scale verranno usati i coefficienti calcolati come i maggiori tra quelli relativi alla categoria di carico di piano ed i seguenti:

Cat.	Destinazione	Ψ_{2i}
C2	Balconi, ballatoi e scale	0.6

Imp. Reale	G1 [daN]	G2 [daN]	$\Psi_2 \cdot Q_k$ [daN]	W (SLV-SLD) [daN]
0	94250.00	385000.00	36960.00	516210.00

3.5 Elenco e Caratteristiche delle sezioni trasversali.

3.6 Geometria Struttura.

3.6.1 Fili Fissi.

Numero : numerazione del filo fisso.

Ascissa : coordinata X del filo fisso.

Ordinata: coordinata Y del filo fisso.

Angolo : angolo del filo fisso (in gradi);

Tipo : tipo del filo fisso.

Numero	Ascissa [cm]	Ordinata [cm]	Quota [cm]	Angolo [°]	Tipo
1	0.00	0.00	0.00	0.00	7
2	1100.00	0.00	0.00	0.00	9
3	0.00	700.00	0.00	0.00	1
4	1100.00	700.00	0.00	0.00	3
5	125.00	200.00	0.00	0.00	7
6	125.00	500.00	0.00	0.00	1
7	975.00	500.00	0.00	0.00	3
8	975.00	200.00	0.00	0.00	9

3.6.2 Caratteristiche dei nodi.

I dati seguenti riportano tutte le caratteristiche relative ai nodi che definiscono la struttura ed in modo particolare:

Nodo : numerazione interna del nodo.
 Coordinate : coordinate del nodo secondo il sistema di riferimento globale cartesiano.
 Imp. : impalcato di appartenenza del nodo.
 Slave : nodo dipendente da un nodo MASTER definito nella tabella specifica;
 Vincoli : eventuali vincoli esterni del nodo in ognuna delle 6 direzioni:
 x : direzione X rispetto al sistema di riferimento globale;
 y : direzione Y rispetto al sistema di riferimento globale;
 z : direzione Z rispetto al sistema di riferimento globale;
 Rx : rotazione attorno all'asse X del sistema di riferimento globale;
 Ry : rotazione attorno all'asse Y del sistema di riferimento globale;
 Rz : rotazione attorno all'asse Z del sistema di riferimento globale;

 Inoltre:
 np : non presenza di vincoli;
 p : valore infinito della rigidità;
 Kt : valore finito delle rigidità traslazionali da leggere nella tabella specifica;
 Kr : valore finito delle rigidità rotazionali da leggere nella tabella specifica;

 Masse Nodali:
 M : valore della massa traslazionale
 MIx : valore del momento d'inerzia della massa attorno all'asse X
 MIy : valore del momento d'inerzia della massa attorno all'asse Y
 MIz : valore del momento d'inerzia della massa attorno all'asse Z

Nodo	Coordinate [cm]			Impalcato	Slave	Vincoli						Masse Nodali			
	x	y	z			x	y	z	Rx	Ry	Rz	M [daNM]	MIx [daNM*cm²]	MIy [daNM*cm²]	MIz [daNM*cm²]
1	0.0	0.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
2	1100.0	0.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
3	0.0	700.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
4	1100.0	700.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
5	125.0	200.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
6	125.0	500.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
7	975.0	500.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
8	975.0	200.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
13	100.0	700.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
14	200.0	700.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
15	300.0	700.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
16	400.0	700.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
17	500.0	700.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
18	600.0	700.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
19	700.0	700.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
20	800.0	700.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
21	900.0	700.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
22	1000.0	700.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00

Relazione di calcolo -

23	1100.0	600.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
24	1100.0	500.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
25	1100.0	400.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
26	1100.0	300.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
27	1100.0	200.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
28	1100.0	100.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
29	1000.0	0.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
30	900.0	0.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
31	800.0	0.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
32	700.0	0.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
33	600.0	0.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
34	500.0	0.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
35	400.0	0.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
36	300.0	0.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
37	200.0	0.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
38	100.0	0.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
39	0.0	100.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
40	0.0	200.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
41	0.0	300.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
42	0.0	400.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
43	0.0	500.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
44	0.0	600.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
45	125.0	300.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
46	125.0	400.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
47	880.6	200.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
48	786.1	200.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
49	691.7	200.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
50	597.2	200.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
51	502.8	200.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
52	408.3	200.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
53	313.9	200.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
54	219.4	200.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
55	219.4	500.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
56	313.9	500.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
57	408.3	500.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
58	502.8	500.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
59	597.2	500.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
60	691.7	500.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
61	786.1	500.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
62	880.6	500.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
63	975.0	400.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
64	975.0	300.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
133	62.5	500.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
134	1037.5	200.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
135	1034.4	500.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
136	65.6	200.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
137	597.2	400.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
138	597.2	300.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
139	1018.2	600.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
140	932.0	600.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
141	838.4	600.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
142	742.4	600.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
143	645.6	600.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
144	548.5	600.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
145	451.4	600.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
146	354.2	600.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
147	256.9	600.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
148	159.7	600.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
149	83.1	596.7	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
150	48.5	565.6	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
151	1037.5	300.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
152	1037.	400.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00

	0														
153	62.5	400.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
154	63.0	300.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
155	81.8	100.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
156	168.0	100.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
157	261.6	100.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
158	357.6	100.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
159	454.4	100.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
160	551.5	100.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
161	648.6	100.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
162	745.8	100.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
163	843.1	100.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
164	940.3	100.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
165	1016.9	103.3	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
166	1051.5	134.4	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
167	219.4	400.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
168	219.4	300.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
169	313.9	400.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
170	313.9	300.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
171	408.3	400.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
172	408.3	300.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
173	502.8	300.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
174	502.8	400.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
175	880.6	300.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
176	880.6	400.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
177	786.1	300.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
178	786.1	400.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
179	691.7	400.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
180	691.7	300.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00

3.6.3 Caratteristiche delle aste.

La tabella seguente riporta tutte le caratteristiche relative alle aste della struttura ed in modo particolare la colonna:

Asta : numerazione dell'asta
 Fili : fili fissi ai quali appartiene l'asta
 NI : nodo iniziale dell'asta
 NF : nodo finale dell'asta
 Tipo : funzione dell'asta
 Sez : sezione trasversale associata all'asta
 L : lunghezza teorica (nodo-nodo) dell'asta
 Imp. : impalcato di appartenenza dell'asta
 KwN : modulo di Winkler normale;
 KwT : modulo di Winkler tangenziale;

										Vincoli interni											
Asta	Fili	NI	NF	Tipo	Sez	L [cm]	Imp.	Kwn [daN/c m³]	Kwt [daN/c m³]	Estremo In.						Estremo Fin.					
										SpoX	SpoY	SpoZ	RotX	RotY	RotZ	SpoX	SpoY	SpoZ	RotX	RotY	RotZ

3.6.4 Caratteristiche delle Piastre.

La tabella seguente riporta tutte le caratteristiche relative alle piastre della struttura:

Piastra : numerazione della piastra
 Impalcato : impalcato al quale appartiene la piastra
 Fili : fili fissi ai quali appartiene la piastra
 Spess. : spessore della piastra
 Tipo : tipologia della piastra (parete o platea)
 Numero Elementi: numero di elementi che compongono la piastra
 Nome Materiale : nome del materiale usato per progettare la piastra
 KwN : modulo di Winkler normale;

KwT : modulo di Winkler tangenziale;

Piastra	Impalcato	Fili	Spess.	Tipo	Numero Elementi	Nome Materiale	Kwn [daN/cm³]	Kwt [daN/cm³]
5	Fondazione	3, 4, 2, 1	40.00	Platea Cls	89	cls 30/37	1.10	0.83

3.6.5 Carichi distribuiti sugli elementi.

Carichi Locali distribuiti sulle Piastre

Piastra : numero della piastra come da paragrafo "Caratteristiche delle piastre";
 Imp. : impalcato al quale appartiene la piastra;
 Fili : fili fissi ai quali appartiene la piastra;
 C.C. : condizione di carico come da paragrafo "Condizioni di carico valutate";
 DLoc : direzione dei carichi secondo il sistema di riferimento locale della piastra;

Piastra	Imp.	Fili	C.C.	DLoc X [daN/m²]	DLoc Y [daN/m²]	DLoc Z [daN/m²]
1	Fondazione	3, 4, 2, 1	Car. Permanenti G1	0.00	0.00	0.00
			Car. Permanenti G2	0.00	0.00	0.00
			Car. d'Esercizio	0.00	0.00	0.00

Carichi Globali distribuiti sulle Piastre

Piastra : numero della piastra come da paragrafo "Caratteristiche delle piastre";
 Imp. : impalcato al quale appartiene la piastra;
 Fili : fili fissi ai quali appartiene la piastra;
 C.C. : condizione di carico come da paragrafo "Condizioni di carico valutate";
 DGlob : direzione dei carichi secondo il sistema di riferimento globale della piastra;

Piastra	Imp.	Fili	C.C.	DGlob X [daN/m²]	DGlob Y [daN/m²]	DGlob Z [daN/m²]
1	Fondazione	3, 4, 2, 1	Car. Permanenti G1	0.00	0.00	-1000.00
			Car. Permanenti G2	0.00	0.00	-5000.00
			Car. d'Esercizio	0.00	0.00	-600.00

3.6.6 Carichi termici sugli elementi.

Aste

Asta : numero dell'asta come da 3.5.2
 Imp. : impalcato al quale appartiene l'asta
 Fili : fili fissi ai quali appartiene l'asta
 Δt : delta termico costante applicato all'elemento.
 Δt XY : delta termico a farfalla nel piano XY applicato all'elemento.
 h XY : altezza di riferimento del delta termico nel piano XY applicato all'elemento.
 Δt XZ : delta termico a farfalla nel piano XZ applicato all'elemento.
 h XZ : altezza di riferimento del delta termico nel piano XZ applicato all'elemento.

Asta	Imp.	Fili	Δt [°C]	Δt XY [°C]	h XY [cm]	Δt XZ [°C]	h XZ [cm]
------	------	------	---------	------------	-----------	------------	-----------

Platee

Platee : numero della platea
 Imp. : impalcato al quale appartiene la platea
 Fili : fili fissi ai quali appartiene la platea

Δt : salto termico applicato all'elemento.

Platea	Imp.	Fili	Δt [°C]
1	Fondazione	3, 4, 2, 1	15.0

4 Risultati di Calcolo.

N.B. Le tabelle richiamate ai vari riferimenti sono contenute nell'allegato "Tabulati di Calcolo"

4.1 Risultati Condizioni.

4.1.1 Risultati Condizioni (Carichi Permanenti - G1).

4.1.1.1 Sollecitazioni SLU

Vedi tabella 1.I

4.1.1.2 Piastre SLU

Vedi tabella 2.I

4.1.2 Risultati Condizioni (Carichi Permanenti - G2).

4.1.2.1 Sollecitazioni SLU

Vedi tabella 3.I

4.1.2.2 Piastre SLU

Vedi tabella 4.I

4.1.3 Risultati Condizioni (Carichi d'Esercizio).

4.1.3.1 Sollecitazioni SLU

Vedi tabella 5.I

4.1.3.2 Piastre SLU

Vedi tabella 6.I

4.1.4 Risultati Condizioni (Delta Termico).

4.1.4.1 Sollecitazioni SLU

Vedi tabella 7.I

4.1.4.2 Piastre SLU

Vedi tabella 8.I

4.1.5 Risultati Condizioni (Torsione Accidentale X).

4.1.5.1 Sollecitazioni SLV

Vedi tabella 9.I

4.1.5.2 Piastre SLV

Vedi tabella 10.I

4.1.6 Risultati Condizioni (Torsione Accidentale Y).

4.1.6.1 Sollecitazioni SLV

Vedi tabella 11.I

4.1.6.3 Piastre SLV

Vedi tabella 13.I

4.1.7 Risultati Condizioni (Sisma X).

4.1.7.1 Sollecitazioni SLV

Vedi tabella 14.I

4.1.7.2 Piastre SLV

Vedi tabella 15.I

4.1.8 Risultati Condizioni (Sisma Y).

4.1.8.1 Sollecitazioni SLV

Vedi tabella 16.I

4.1.8.3 Piastre SLV

Vedi tabella 18.I

4.1.9 Risultati Condizioni (Spinta stat.).

4.1.9.1 Sollecitazioni SLU

Vedi tabella 19.I

4.1.9.2 Piastre SLU

Vedi tabella 20.I

4.1.10 Risultati Condizioni (Spinta din.X).

4.1.10.1 Sollecitazioni SLU

Vedi tabella 21.I

4.1.10.2 Piastre SLU

Vedi tabella 22.I

4.1.11 Risultati Condizioni (Spinta din.Y).

4.1.11.1 Sollecitazioni SLU

Vedi tabella 23.I

4.1.11.2 Piastre SLU

Vedi tabella 24.I

4.2 Inviluppi.

Gli effetti relativi alle varie combinazioni sono considerati utilizzando la tecnica dell'inviluppo, in modo da considerare i massimi effetti relativi allo stato limite in esame.

Tale tecnica è stata utilizzata per:

- Cinematismi nodali;
- Sforzo Normale;
- Momento Torcente;
- Momento Flettente X-Z;
- Taglio X-Z;
- Momento Flettente X-Y;
- Taglio X-Y;

4.2.1 Inviluppi dei diagrammi delle sollecitazioni: Sforzo Normale.

Vedi tabella 25.I

4.2.2 Inviluppi dei diagrammi delle sollecitazioni: Momento Torcente.

Vedi tabella 26.I

4.2.3 Inviluppi dei diagrammi delle sollecitazioni: Momento Flettente X-Z.

Vedi tabella 27.I

4.2.4 Involuppi dei diagrammi delle sollecitazioni: Taglio X-Z.

Vedi tabella 28.I

4.2.5 Involuppi dei diagrammi delle sollecitazioni: Momento Flettente X-Y.

Vedi tabella 29.I

4.2.6 Involuppi dei diagrammi delle sollecitazioni: Taglio X-Y.

Vedi tabella 30.I

4.2.7 Involuppi Piastre

4.2.7.1 Involuppi SLV.

Vedi tabella 31.I
Vedi tabella 31.II

4.2.7.2 Involuppi SLD.

Vedi tabella 32.I
Vedi tabella 32.II

4.2.7.3 Involuppi SLO.

Vedi tabella 33.I
Vedi tabella 33.II

4.2.7.4 Involuppi SLE

Vedi tabella 34.I
Vedi tabella 34.II
Vedi tabella 34.III
Vedi tabella 34.IV
Vedi tabella 34.V
Vedi tabella 34.VI

4.3 Tensioni sul Terreno.

Vedi tabella 34.II

4.4 Verifiche Nodi.

4.4.1 Verifiche SLV - Verifica Nodo.

Vedi tabella 35.I

4.5 Verifica Aste.

4.6 Verifica Stati Limite di Danno.

Per edifici con il seguente tipo di elementi: tamponamenti collegati rigidamente (Tamponature fragili), il controllo viene fatto tramite la seguente relazione:

$$d_r < 0.0050 h$$

dove:

d_r : spostamento relativo tra due impalcati consecutivi;

h : altezza dell'impalcato;

Vedi tabella 35.II

4.7 Verifica Stati Limite di Operatività.

Per edifici con il seguente tipo di elementi: tamponamenti collegati rigidamente (Tamponature fragili), il controllo viene fatto tramite la seguente relazione:

$$d_r < (2/3) \cdot 0.0050 h$$

Vedi tabella 35.II

4.8 Verifica Elementi Bidimensionali.

4.8.1 Verifica Piastre.

4.8.1.1 Verifica Piastre in C.A..

4.8.1.1.1 Dati Generali

Vedi tabella 36.I

Disposizione Armature

Vedi tabella 36.II

4.8.1.1.2 Verifiche SLV - Flessione.

Il coefficiente di sicurezza minimo della verifica effettuata presenta valore di 1.22

Vedi tabella 37.I

4.8.1.1.3 Verifiche SLV - Taglio

Il coefficiente di sicurezza minimo della verifica effettuata presenta valore di 4.03

Vedi tabella 38.I

4.8.1.1.4 Verifiche SLE - Fessurazione

Il coefficiente di sicurezza minimo della verifica effettuata presenta valore >10

Il coefficiente di sicurezza minimo della verifica effettuata presenta valore >10

Vedi tabella 39.I

4.8.1.1.5 Verifiche SLE - Tensioni di Esercizio

Il coefficiente di sicurezza minimo della verifica effettuata presenta valore di 1.45

Il coefficiente di sicurezza minimo della verifica effettuata presenta valore di 1.46

Vedi tabella 40.I

4.8.1.1.6 Verifiche SLD - Resistenza a Flessione.

Il coefficiente di sicurezza minimo della verifica effettuata presenta valore di 1.56

Vedi tabella 41.I

SOMMARIO

1 Introduzione	2
1.1 Premessa	2
1.1.1 Cenni sulla casa produttrice del software.....	2
1.1.2 Descrizione dell'Opera da calcolare	2
1.2 Riferimenti Legislativi.....	2
1.3 Convenzioni,Unità di misura e simboli adottati.....	3
2 Descrizione del Modello.....	4
2.1 Modello assunto per il calcolo.....	4
2.2 Tipo di calcolo.....	6
2.3 Condizioni di carico valutate	8
2.4 Procedura di Verifica degli elementi.....	19
2.4.1 Elementi in C.A.	19
3 Dati	24
3.1 Dati Generali	24
3.2 Elenco e Caratteristiche dei materiali.....	27
3.3 Elenco e caratteristiche delle colonne stratigrafiche.	28
3.4 Elenco dei carichi.....	28
3.4.1 Pesi propri unitari - G1.	28
3.4.2 Carichi Permanenti unitari - G2.....	29
3.4.3 Carichi Variabili unitari - Q.	29
3.4.4 Pesi Impalcati.....	29
3.5 Elenco e Caratteristiche delle sezioni trasversali.....	29
3.6 Geometria Struttura.....	29
3.6.1 Fili Fissi.....	29
3.6.2 Caratteristiche dei nodi.....	30
3.6.3 Caratteristiche delle aste.....	32
3.6.4 Caratteristiche delle Piastre.....	32
3.6.5 Carichi distribuiti sugli elementi.....	33
3.6.6 Carichi termici sugli elementi.....	33
4 Risultati di Calcolo.....	34
4.1 Risultati Condizioni.....	34
4.1.1 Risultati Condizioni (Carichi Permanenti - G1).....	34
4.1.1.1 Sollecitazioni SLU	34
4.1.1.2 Piastre SLU	34
4.1.2 Risultati Condizioni (Carichi Permanenti - G2).....	34
4.1.2.1 Sollecitazioni SLU	34
4.1.2.2 Piastre SLU	34
4.1.3 Risultati Condizioni (Carichi d'Esercizio).....	34
4.1.3.1 Sollecitazioni SLU	34
4.1.3.2 Piastre SLU	34
4.1.4 Risultati Condizioni (Delta Termico).....	34
4.1.4.1 Sollecitazioni SLU	34
4.1.4.2 Piastre SLU	34
4.1.5 Risultati Condizioni (Torsione Accidentale X).....	35
4.1.5.1 Sollecitazioni SLV	35
4.1.5.2 Piastre SLV	35
4.1.6 Risultati Condizioni (Torsione Accidentale Y).....	35
4.1.6.1 Sollecitazioni SLV	35

4.1.6.3 Piastre SLV	35
4.1.7 Risultati Condizioni (Sisma X).....	35
4.1.7.1 Sollecitazioni SLV	35
4.1.7.2 Piastre SLV	35
4.1.8 Risultati Condizioni (Sisma Y).....	35
4.1.8.1 Sollecitazioni SLV	35
4.1.8.3 Piastre SLV	35
4.1.9 Risultati Condizioni (Spinta stat.)	35
4.1.9.1 Sollecitazioni SLU	35
4.1.9.2 Piastre SLU	36
4.1.10 Risultati Condizioni (Spinta din.X).....	36
4.1.10.1 Sollecitazioni SLU	36
4.1.10.2 Piastre SLU	36
4.1.11 Risultati Condizioni (Spinta din.Y).....	36
4.1.11.1 Sollecitazioni SLU	36
4.1.11.2 Piastre SLU	36
4.2 Involuppi.....	36
4.2.1 Involuppi dei diagrammi delle sollecitazioni: Sforzo Normale.....	36
4.2.2 Involuppi dei diagrammi delle sollecitazioni: Momento Torcente.....	36
4.2.3 Involuppi dei diagrammi delle sollecitazioni: Momento Flettente X-Z.....	36
4.2.4 Involuppi dei diagrammi delle sollecitazioni: Taglio X-Z.....	37
4.2.5 Involuppi dei diagrammi delle sollecitazioni: Momento Flettente X-Y.....	37
4.2.6 Involuppi dei diagrammi delle sollecitazioni: Taglio X-Y.....	37
4.2.7 Involuppi Piastre.....	37
4.2.7.1 Involuppi SLV.....	37
4.2.7.2 Involuppi SLD.....	37
4.2.7.3 Involuppi SLO.....	37
4.2.7.4 Involuppi SLE	37
4.3 Tensioni sul Terreno.....	37
4.4 Verifiche Nodi.....	37
4.4.1 Verifiche SLV - Verifica Nodo.....	37
4.5 Verifica Aste.....	37
4.6 Verifica Stati Limite di Danno.....	38
4.7 Verifica Stati Limite di Operatività.....	38
4.8 Verifica Elementi Bidimensionali.....	38
4.8.1 Verifica Piastre.....	38
4.8.1.1 Verifica Piastre in C.A.....	38
4.8.1.1.1 Dati Generali	38
4.8.1.1.2 Verifiche SLV - Flessione.....	38
4.8.1.1.3 Verifiche SLV - Taglio.....	38
4.8.1.1.4 Verifiche SLE - Fessurazione.....	38
4.8.1.1.5 Verifiche SLE - Tensioni di Esercizio	39
4.8.1.1.6 Verifiche SLD - Resistenza a Flessione.....	39