



COMUNE DI CENTOLA

PROVINCIA DI SALERNO

PARCO NAZIONALE DEL CILENTO E VALLO DI DIANO

AREA TECNICA

Lavori Pubblici, Espropri, Manutenzioni



Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti



Ministero dell'Istruzione, dell'Università e della Ricerca

Adeguamento del plesso scolastico "Publio Virgilio Marone" alla frazione Palinuro - Completamento

PROGETTO ESECUTIVO

Committente: COMUNE DI CENTOLA (SA)

Progettazione:

Il Responsabile del procedimento
Geom. Remo Fedullo

Elaborato:

2.3

Relazione specialistica
Relazione calcolo strutturale

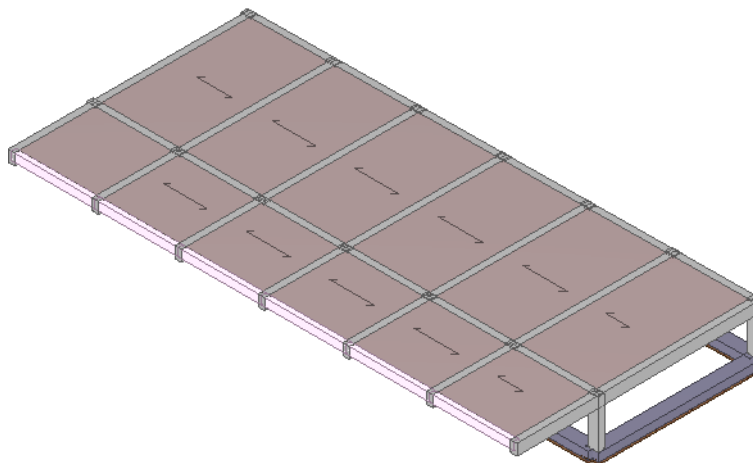
1 - DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

...

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

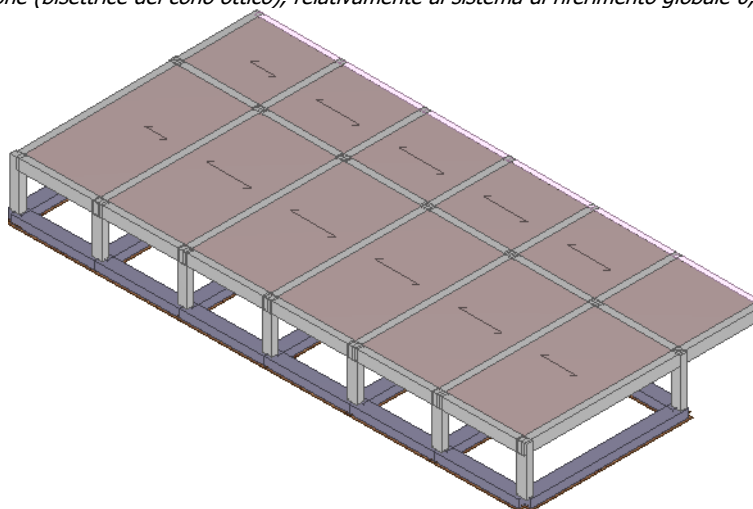
Vista Anteriore

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 O, X, Y, Z , ha versore $(-1;-1;-1)$



2 - 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 17/01/2018 (G.U. 20/02/2018 n. 42 - Suppl. Ord. n. 8)

"Aggiornamento delle 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 nelle seguenti norme:

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

"Norme tecniche per le Costruzioni".

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".

3 - MATERIALI IMPIEGATI E RESISTENZE DI CALCOLO

Tutti i materiali strutturali impiegati devono essere muniti di marcatura "CE", ed essere conformi alle prescrizioni del "REGOLAMENTO (UE) N. 305/2011 DEL PARLAMENTO EUROPEO E DEL CONSIGLIO del 9 marzo 2011", in merito ai prodotti da costruzione.

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

MATERIALI CALCESTRUZZO ARMATO

Caratteristiche calcestruzzo armato														
N _{id}	γ _k	α _{T, i}	E	G	C _{Erid}	Stz	R _{ck}	R _{cm}	%R _{ck}	γ _c	f _{cd}	f _{ctd}	f _{cfm}	N n Ac
	[N/m ³]	[1/°C]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[%]		[N/mm ²]	[N/mm ²]			[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	
Classe C25/30_B450C - (C25/30)														
001	25.000	0,000010	31.447	13.103	60	P	30,00	-	0,85	1,50	14,11	1,19	3,07	15 002
Classe C32/40_B450C - (C32/40)														
003	25.000	0,000010	33.643	14.018	60	P	40,00	-	0,85	1,50	18,81	1,45	3,72	15 002

LEGENDA:

N _{id}	Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.
γ _k	Peso specifico.
α _{T, i}	Coefficiente di dilatazione termica.
E	Modulo elastico normale.
G	Modulo elastico tangenziale.
C _{Erid}	Coefficiente di riduzione del Modulo elastico normale per Analisi Sismica [E _{sisma} = E·C _{Erid}].
Stz	Tipo di situazione: [F] = di Fatto (Esistente); [P] = di Progetto (Nuovo).
R _{ck}	Resistenza caratteristica cubica.
R _{cm}	Resistenza media cubica.
%R _{ck}	Percentuale di riduzione della R _{ck}
γ _c	Coefficiente parziale di sicurezza del materiale.
f _{cd}	Resistenza di calcolo a compressione.
f _{ctd}	Resistenza di calcolo a trazione.
f _{cfm}	Resistenza media a trazione per flessione.
n Ac	Identificativo, nella relativa tabella materiali, dell'acciaio utilizzato: [-] = parametro NON significativo per il materiale.

MATERIALI ACCIAIO

Caratteristiche acciaio																
N _{id}	γ _k	α _{T, i}	E	G	Stz	f _{yk,1} / f _{yk,2}	f _{tk,1} / f _{tk,2}	f _{yd,1} / f _{yd,2}	f _{td}	γ _s	γ _{M1}	γ _{M2}	γ _{M3,SLV}	γ _{M3,SLE}	γ _{M7} NCn t	Cnt
	[N/m ³]	[1/°C]	[N/mm ²]	[N/mm ²]		[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]							
Acciaio B450C - (B450C)																
002	78.500	0,000010	210.00 0	80.769	P	450,00 -	-	391,30 -	-	1,15	-	-	-	-	-	-

LEGENDA:

N _{id}	Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.
γ _k	Peso specifico.
α _{T, i}	Coefficiente di dilatazione termica.
E	Modulo elastico normale.
G	Modulo elastico tangenziale.
Stz	Tipo di situazione: [F] = di Fatto (Esistente); [P] = di Progetto (Nuovo).
f _{tk,1}	Resistenza caratteristica a Rottura (per profili con t ≤ 40 mm).
f _{tk,2}	Resistenza caratteristica a Rottura (per profili con 40 mm < t ≤ 80 mm).
f _{td}	Resistenza di calcolo a Rottura (Bulloni).
γ _s	Coefficiente parziale di sicurezza allo SLV del materiale.
γ _{M1}	Coefficiente parziale di sicurezza per instabilità.
γ _{M2}	Coefficiente parziale di sicurezza per sezioni tese indebolite.
γ _{M3,SLV}	Coefficiente parziale di sicurezza per scorrimento allo SLV (Bulloni).

Caratteristiche acciaio

N_{id}	γ_k	$\alpha_{T,i}$	E	G	Stz	$f_{yk,1}/f_{yk,2}$	$f_{tk,1}/f_{tk,2}$	$f_{yd,1}/f_{yd,2}$	f_{td}	γ_s	γ_{M1}	γ_{M2}	$\gamma_{M3,SLV}$	$\gamma_{M3,SLE}$	γ_{M7} NCn t	Cnt
	[N/m ³]	[1/°C]	[N/mm ²]	[N/mm ²]		[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]							

$\gamma_{M3,SLE}$ Coefficiente parziale di sicurezza per scorrimento allo SLE (Bulloni).

γ_{M7} Coefficiente parziale di sicurezza precarico di bulloni ad alta resistenza (Bulloni - NCn = con serraggio NON controllato; Cnt = con serraggio controllato). [-] = parametro NON significativo per il materiale.

$f_{yk,1}$ Resistenza caratteristica allo snervamento (per profili con $t \leq 40$ mm).

$f_{yk,2}$ Resistenza caratteristica allo snervamento (per profili con $40 \text{ mm} < t \leq 80 \text{ mm}$).

$f_{yd,1}$ Resistenza di calcolo (per profili con $t \leq 40$ mm).

$f_{yd,2}$ Resistenza di calcolo (per profili con $40 \text{ mm} < t \leq 80 \text{ mm}$).

NOTE [-] = Parametro non significativo per il materiale.

TENSIONI AMMISSIBILI ALLO SLE DEI VARI MATERIALI

Tensioni ammissibili allo SLE dei vari materiali			
Materiale	SL	Tensione di verifica	$\sigma_{d,amm}$ [N/mm ²]
Cls C25/30_B450C	Caratteristica(RARA)	Compressione Calcestruzzo	14,94
	Quasi permanente	Compressione Calcestruzzo	11,21
Acciaio B450C	Caratteristica(RARA)	Trazione Acciaio	360,00
Cls C32/40_B450C	Caratteristica(RARA)	Compressione Calcestruzzo	19,92
	Quasi permanente	Compressione Calcestruzzo	14,94

LEGENDA:

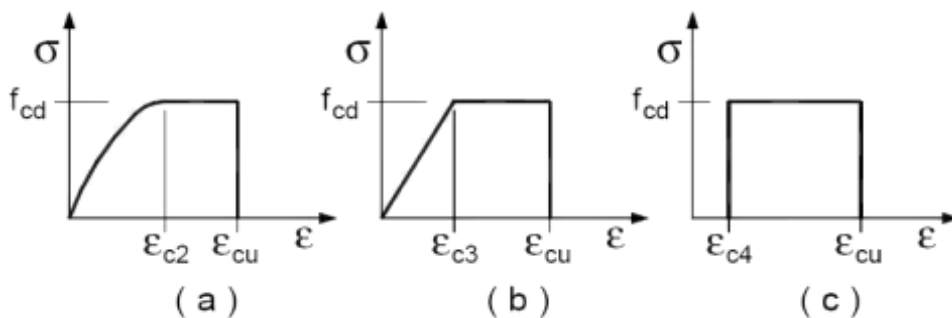
SL Stato limite di esercizio per cui si esegue la verifica.

$\sigma_{d,amm}$ Tensione ammissibile per la verifica.

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

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

I diagrammi costitutivi degli elementi in calcestruzzo sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al §4.1.2.1.2.1 del D.M. 2018; 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.

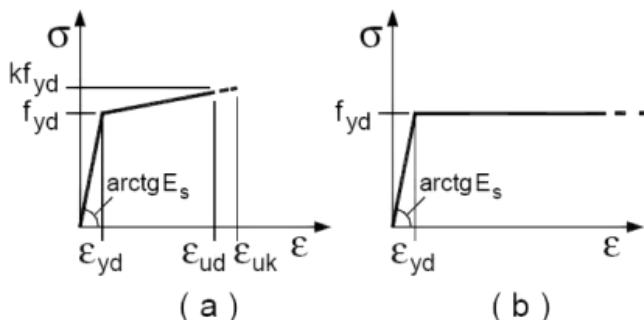
I valori di deformazione assunti sono:

$$\varepsilon_{c2} = 0,0020;$$

$$\varepsilon_{cu2} = 0,0035.$$

I diagrammi costitutivi dell'acciaio sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al §4.1.2.1.2.2 del D.M. 2018; in particolare è adottato il modello elasticamente 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.



4 - TERRENO DI FONDAZIONE

Le proprietà meccaniche dei terreni sono state investigate mediante specifiche prove mirate alla misurazione della velocità delle onde di taglio negli strati del sottosuolo. In particolare, è stata calcolata una velocità di propagazione equivalente delle onde di taglio con la seguente relazione (eq. [3.2.1] D.M. 2018):

$$V_{S,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{S,i}}}$$

dove:

- h_i è lo spessore dell' i -simo strato;
- $V_{S,i}$ è la velocità delle onde di taglio nell' i -simo strato;
- N è il numero totale di strati investigati;
- H è la profondità del substrato con $V_S \geq 800$ m/s.

Le proprietà dei terreni sono, quindi, state ricondotte a quelle individuate nella seguente tabella, ponendo $H = 30$ m nella precedente ed ottenendo il parametro $V_{S,30}$.

Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato (Tab. 3.2.II D.M. 2018)

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> , caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D</i> , con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Le indagini effettuate, mirate alla valutazione della velocità delle onde di taglio ($V_{S,30}$), permettono di classificare il profilo stratigrafico, ai fini della determinazione dell'azione sismica, di categoria **B [B - Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti]**.

Tutti i parametri che caratterizzano i terreni di fondazione sono riportati nei "*Tabulati di calcolo*", nella relativa sezione. Per ulteriori dettagli si rimanda alle relazioni geologica e geotecnica.

5 - ANALISI 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 punto 3.1 del **D.M. 2018**. In particolare, è stato fatto utile riferimento alle Tabelle 3.1.I e 3.1.II del D.M. 2018, per i pesi propri dei materiali e per la quantificazione e classificazione dei sovraccarichi, rispettivamente.

La valutazione dei carichi permanenti è effettuata sulle dimensioni definitive.

Le analisi effettuate, corredate da dettagliate descrizioni, oltre che nei "*Tabulati di calcolo*" nella relativa sezione, sono di seguito riportate:

ANALISI CARICHI

N _{id}	T. C.	Descrizione del Carico	Tipologie di Carico	Peso Proprio		Permanente NON Strutturale		Sovraccarico Accidentale		Carico Neve
				Descrizione	PP	Descrizione	PNS	Descrizione	SA	
001	S	LatCem Scuole H25	Scuole	Solaio di tipo tradizionale latero-cementizio di spessore 25 cm (20+5)	3.530	Pavimentazione e sottofondo, incidenza dei tramezzi e intonaco inferiore	2.360	Scuole (Cat. C1 – Tab. 3.1.II - DM 17.01.2018)	3.000	0

LEGENDA:

N_{id} Numero identificativo dell'analisi di carico.

T. C. Identificativo del tipo di carico: [S] = Superficiale - [L] = Lineare - [C] = Concentrato.

PP, PNS, SA Valori, rispettivamente, del Peso Proprio, del Sovraccarico Permanente NON strutturale, del Sovraccarico Accidentale. Secondo il tipo di carico indicato nella colonna "T.C." ("S" - "L" - "C"), i valori riportati nelle colonne "PP", "PNS" e "SA", sono espressi in [N/m²] per carichi Superficiali, [N/m] per carichi Lineari, [N] per carichi Concentrati.

6 - VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

L'azione sismica è stata valutata in conformità alle indicazioni riportate al §3.2 del D.M. 2018 "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 rispetto al Datum **ED50**:

Latitudine	Longitudine	Altitudine
[°]	[°]	[m]
40.038233	15.287574	40

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

REGOLARITÀ DELLA STRUTTURA IN PIANTA	
La distribuzione di masse e rigidezze è approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali e la forma in pianta è compatta, ossia il contorno di ogni orizzontamento è convesso; il requisito può ritenersi soddisfatto, anche in presenza di rientranze in pianta, quando esse non influenzano significativamente la rigidezza nel piano dell'orizzontamento e, per ogni rientranza, l'area compresa tra il perimetro dell'orizzontamento e la linea convessa circoscritta all'orizzontamento non supera il 5% dell'area dell'orizzontamento	NO
Il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui la costruzione risulta inscritta è inferiore a 4	NO
Ciascun orizzontamento ha una rigidezza nel proprio piano tanto maggiore della corrispondente rigidezza degli elementi strutturali verticali da potersi assumere che la sua deformazione in pianta influenzi in modo trascurabile la distribuzione delle azioni sismiche tra questi ultimi e ha resistenza sufficiente a garantire l'efficacia di tale distribuzione	SI
REGOLARITÀ DELLA STRUTTURA IN ALTEZZA	
Tutti i sistemi resistenti alle azioni orizzontali si estendono per tutta l'altezza della costruzione o, se sono presenti parti aventi differenti altezze, fino alla sommità della rispettiva parte dell'edificio	SI
Massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità	NO

della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25 %, la rigidità non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidità 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	
Il rapporto tra la capacità e la domanda allo SLV non è significativamente diverso, in termini di resistenza, per orizzontamenti successivi (tale rapporto, calcolato per un generico orizzontamento, non deve differire più del 30% dall'analogo rapporto calcolato per l'orizzontamento adiacente); può fare eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti	NO
Eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengano con continuità da un orizzontamento al successivo; oppure avvengano in modo che il rientro di un orizzontamento non superi il 10% della dimensione corrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante, né il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro orizzontamenti, per il quale non sono previste limitazioni di restringimento	SI

La rigidità 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). I valori calcolati ed utilizzati per le verifiche sono riportati nei "*Tabulati di calcolo*" nella relativa sezione. La struttura è pertanto:

in pianta	in altezza
NON REGOLARE	REGOLARE

6.2 Classe di duttilità

La classe di duttilità è rappresentativa della capacità dell'edificio di dissipare energia in campo anelastico per azioni cicliche ripetute. 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. D.M. 2018 definisce due tipi di comportamento strutturale:

- comportamento strutturale non-dissipativo;
- 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 **classe "BASSA"**.

6.3 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 **4**.

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

Stato Limite	a_g/g	F_0	T^*_c	C_c	T_B	Parametri di pericolosità sismica		
						T_c	T_D	S_s
			[s]		[s]	[s]	[s]	
SLO	0.0407	2.479	0.339	1.37	0.154	0.463	1.763	1.20
SLD	0.0506	2.477	0.388	1.33	0.172	0.515	1.802	1.20
SLV	0.1060	2.706	0.527	1.25	0.220	0.659	2.024	1.20
SLC	0.1274	2.821	0.544	1.24	0.225	0.676	2.109	1.20

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 **1,20**.

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_x) per sisma orizzontale in direzione X: **3,150;**

Fattore di Struttura (q_y) per sisma orizzontale in direzione Y: **3,150;**

Fattore di Struttura (q_z) per sisma verticale: **1,50.**

Di seguito si esplicita il calcolo del fattore di struttura utilizzato per il sisma orizzontale:

	Dir. X	Dir. Y
Tipologia (§7.4.3.2 D.M. 2018)	A telaio, miste equivalenti a telaio	A telaio, miste equivalenti a telaio
Tipologia strutturale	con più campate	con più campate
α_u/α_1	1,05	1,05
k_w	-	-
q_0	3,150	3,150
k_R	1,00	

Il fattore di struttura è calcolato secondo la relazione (7.3.1) del §7.3.1 del D.M. 2018:

$$q = q_0 \cdot k_R;$$

dove:

k_w è il coefficiente che riflette la modalità di collasso prevalente in sistemi strutturali con pareti.

q_0 è il valore massimo del fattore di struttura che dipende dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale e dal rapporto α_u/α_1 tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione. **NOTA:** il valore proposto di q_0 è già ridotto dell'eventuale coefficiente k_w ;

k_R è un fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza.

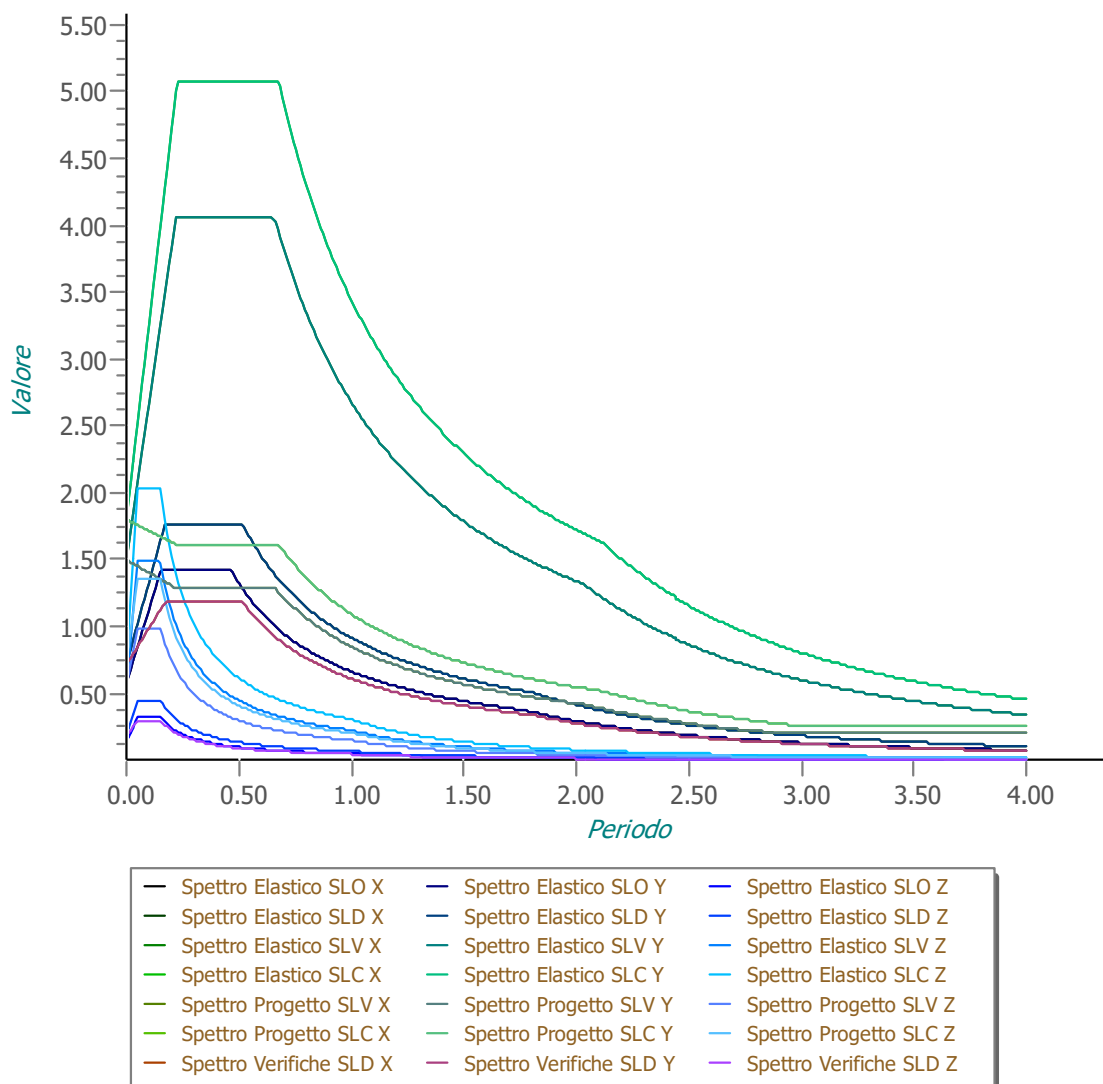
N.B: Per le costruzioni **regolari in pianta**, qualora non si proceda ad un'analisi non lineare finalizzata alla valutazione del rapporto α_u/α_1 , per esso possono essere adottati i valori indicati nel §7.4.3.2 del D.M. 2018 per le diverse tipologie costruttive. Per le costruzioni **non regolari in pianta**, si possono adottare valori di α_u/α_1 pari alla media tra 1,0 ed i valori di volta in volta forniti per le diverse tipologie costruttive.

Valori massimi del valore di base q_0 del fattore di comportamento allo SLV per costruzioni di calcestruzzo (§ 7.4.3.2 D.M. 2018)(cfr. Tabella 7.3.II D.M. 2018)

Tipologia strutturale	q_0	
	CD "A"	CD "B"
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste (v. §7.4.3.1)	4,5 α_u/α_1	3,0 α_u/α_1
Strutture a pareti non accoppiate (v. §7.4.3.1)	4,0 α_u/α_1	3,0
Strutture deformabili torsionalmente (v. §7.4.3.1)	3,0	2,0
Strutture a pendolo inverso (v. §7.4.3.1)	2,0	1,5
Strutture a pendolo inverso intelaiate monopiano (v. §7.4.3.1)	3,5	2,5

Gli spettri utilizzati sono riportati nella successiva figura.

Grafico degli Spettri di Risposta



6.4 Metodo di Analisi

Il calcolo delle azioni sismiche è stato eseguito in analisi dinamica modale, considerando il comportamento della struttura in regime elastico lineare.

Il numero di **modi di vibrazione** considerato (**15**) ha consentito, nelle varie condizioni, di mobilitare le seguenti percentuali delle masse della struttura:

Stato Limite	Direzione Sisma	%
salvaguardia della vita	X	100.0
salvaguardia della vita	Y	99.9
salvaguardia della vita	Z	100.0

Per valutare la risposta massima complessiva di una generica caratteristica E, conseguente alla sovrapposizione dei modi, si è utilizzata una tecnica di combinazione probabilistica definita CQC (*Complete Quadratic Combination - Combinazione Quadratica Completa*):

$$E = \sqrt{\sum_{i,j=1,n} \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j} \quad \rho_{ij} = \frac{8 \cdot \xi^2 \cdot (1 + \beta_{ij}) \cdot \beta_{ij}^{3/2}}{(1 - \beta_{ij}^2)^2 + 4 \cdot \xi^2 \cdot \beta_{ij} \cdot (1 + \beta_{ij})^2} \quad \beta_{ij} = \frac{T_j}{T_i}$$

dove:

- n è il numero di modi di vibrazione considerati;
- ξ è il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente espresso in percentuale;
- β_{ij} è il rapporto tra le frequenze di ciascuna coppia i-j di modi di vibrazione.

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; muri, pareti, setti, solette sono stati correttamente schematizzati tramite elementi finiti a tre/quattro nodi con comportamento a guscio (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.

6.5 Valutazione degli spostamenti

Gli spostamenti d_E della struttura sotto l'azione sismica di progetto allo SLV sono stati ottenuti moltiplicando per il fattore μ_d i valori d_{Ee} ottenuti dall'analisi lineare, dinamica o statica, secondo l'espressione seguente:

$$d_E = \pm \mu_d \cdot d_{Ee}$$

dove

$$\begin{aligned} \mu_d &= q & \text{se } T_1 \geq T_C; \\ \mu_d &= 1 + (q-1) \cdot T_C / T_1 & \text{se } T_1 < T_C. \end{aligned}$$

In ogni caso $\mu_d \leq 5q - 4$.

6.6 Combinazione delle componenti dell'azione sismica

Le azioni orizzontali dovute al sisma sulla struttura vengono convenzionalmente determinate come agenti separatamente in due direzioni tra loro ortogonali prefissate. In generale, però, le componenti orizzontali del sisma devono essere considerate come agenti simultaneamente. A tale scopo, la combinazione delle componenti orizzontali dell'azione sismica è stata tenuta in conto come segue:

- gli effetti delle azioni dovuti alla combinazione delle componenti orizzontali dell'azione sismica sono stati valutati mediante le seguenti combinazioni:

$$E_{EdX} \pm 0,30E_{EdY}$$

$$E_{EdY} \pm 0,30E_{EdX}$$

dove:

E_{EdX} rappresenta gli effetti dell'azione dovuti all'applicazione dell'azione sismica lungo l'asse orizzontale X scelto della struttura;

E_{EdY} rappresenta gli effetti dell'azione dovuti all'applicazione dell'azione sismica lungo l'asse orizzontale Y scelto della struttura.

L'azione sismica verticale deve essere considerata in presenza di: elementi pressoché orizzontali con luce superiore a 20 m, elementi pressoché orizzontali precompressi, elementi a sbalzo pressoché orizzontali con luce maggiore di 5 m, travi che sostengono colonne, strutture isolate.

La combinazione della componente verticale del sisma, qualora portata in conto, con quelle orizzontali è stata tenuta in conto come segue:

- gli effetti delle azioni dovuti alla combinazione delle componenti orizzontali e verticali del sisma sono stati valutati mediante le seguenti combinazioni:

$$E_{EdX} \pm 0,30E_{EdY} \pm 0,30E_{EdZ}$$

$$E_{EdY} \pm 0,30E_{EdX} \pm 0,30E_{EdZ}$$

$$E_{EdZ} \pm 0,30E_{EdX} \pm 0,30E_{EdY}$$

dove:

E_{EdX} e E_{EdY} sono gli effetti dell'azione sismica nelle direzioni orizzontali prima definite;

E_{EdZ} rappresenta gli effetti dell'azione dovuti all'applicazione della componente verticale dell'azione sismica di progetto.

6.7 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. Si noti che la distanza precedente, nel caso di distribuzione degli elementi non strutturali fortemente irregolare in pianta, viene raddoppiata ai sensi del § 7.2.3 del D.M. 2018.

7 - AZIONI SULLA STRUTTURA

I calcoli e le verifiche sono condotti con il metodo semiprobabilistico degli stati limite secondo le indicazioni del D.M. 2018. 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.

7.1 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:

$$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_P P + \gamma_{Q1} Q_{K1} + \gamma_{Q2} \psi_{02} Q_{K2} + \gamma_{Q3} \psi_{03} Q_{K3} + \dots \quad (1)$$

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 l'azione di pretensione e/o 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;
- $\gamma_{G1}, \gamma_{G2}, \gamma_P$ coefficienti parziali come definiti nella Tab. 2.6.I del D.M. 2018;
- ψ_{0i} sono i coefficienti di combinazione per tenere conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i rispettivi valori caratteristici.

Le **14 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_{K1} 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:

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

dove:

- E rappresenta l'azione sismica per lo stato limite 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 rappresenta l'azione di pretensione e/o 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
Categoria I - Coperture praticabili	*
Categoria K - Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)	*
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
* "Da valutarsi caso per caso"	

Le verifiche strutturali e geotecniche delle fondazioni, sono state effettuate con l'**Approccio 2** come definito al §2.6.1 del D.M. 2018, attraverso la combinazione **A1+M1+R3**. Le azioni sono state amplificate tramite i coefficienti della colonna A1 definiti nella Tab. 6.2.I del D.M. 2018.

I valori di resistenza del terreno sono stati ridotti tramite i coefficienti della colonna M1 definiti nella Tab. 6.2.II del D.M. 2018.

I valori calcolati delle resistenze totali dell'elemento strutturale sono stati divisi per i coefficienti R3 della Tab. 6.4.I del D.M. 2018 per le fondazioni superficiali.

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.

7.2 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 rappresenta l'azione sismica per lo stato limite 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 rappresenta l'azione di pretensione e/o 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.

7.3 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. 2018 al §2.5.3. Per le verifiche agli stati limite di esercizio, a seconda dei casi, si fa riferimento alle seguenti combinazioni di carico:

rara	frequente	quasi permanente
$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P + Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$	$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$	$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P + \sum_{i > 1} \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$

dove:

- G_{kj} : valore caratteristico della j-esima azione permanente;
 P_{kh} : valore caratteristico della h-esima deformazione impressa;
 Q_{k1} : 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_{k1} 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**" (2) e "**Rara**" (2).

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.

8 - CODICE DI CALCOLO IMPIEGATO

8.1 Denominazione

Nome del Software	EdiLus
Versione	BIM(d)
Caratteristiche del Software	Software per il calcolo di strutture agli elementi finiti per Windows
Produzione e Distribuzione	

8.2 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, setti, travi-parete).

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 ciascuna asta (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 programma è dotato di un manuale tecnico ed operativo. L'assistenza è effettuata direttamente dalla casa produttrice, mediante linea telefonica o e-mail.

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.

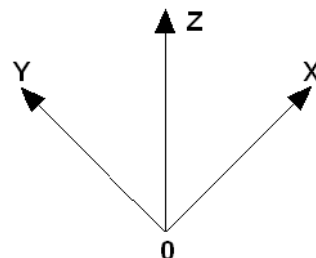
Tutti i risultati del calcolo sono forniti, oltre che in formato numerico, anche in formato grafico permettendo così di evidenziare agevolmente eventuali incongruenze.

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.

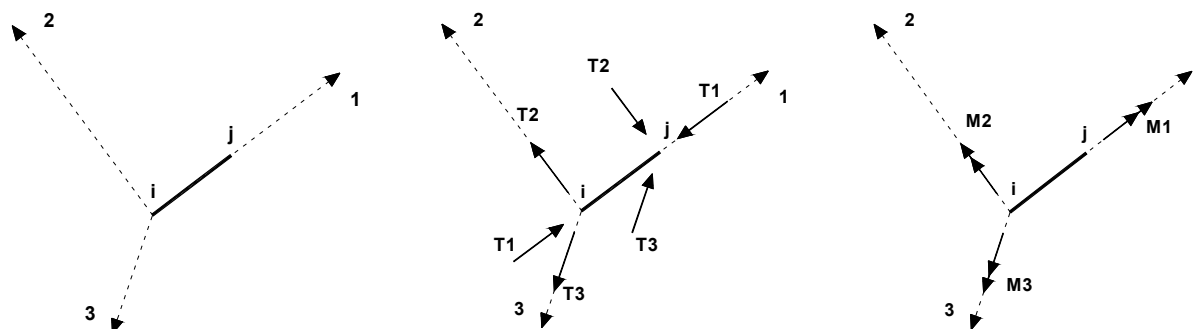
8.3 Sistemi di Riferimento

8.3.1 Riferimento globale

Il sistema di riferimento globale, rispetto al quale va riferita l'intera struttura, è costituito da una terna di assi cartesiani sinistrorsa O, X, Y, Z (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).



8.3.2 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.

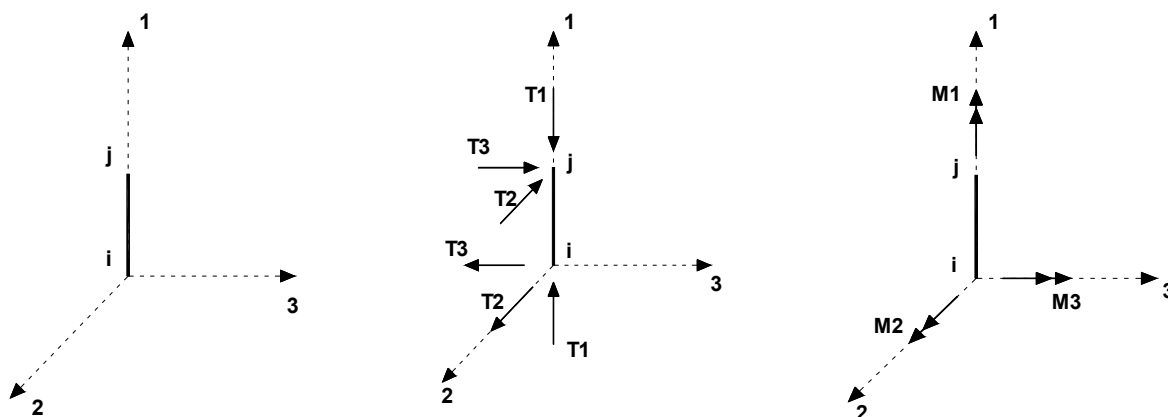
Definiti i e j (nodi iniziale e finale della Trave) viene individuato un sistema di assi cartesiani 1-2-3 locale all'elemento, con origine nel Nodo i così composto:

- 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:

1. Sollecitazione di Trazione o Compressione T_1 (agente nella direzione i-j);
2. Sollecitazioni taglienti T_2 e T_3 , agenti nei due piani 1-2 e 1-3, rispettivamente secondo l'asse 2 e l'asse 3;
3. Sollecitazioni che inducono flessione nei piani 1-3 e 1-2 (M_2 e M_3);
4. Sollecitazione torcente M_1 .

8.3.3 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 T_1 , agente lungo l'asse locale 1;
- due forze taglienti T_2 e T_3 agenti lungo i due assi locali 2 e 3;
- due vettori momento (flettente) M_2 e M_3 agenti lungo i due assi locali 2 e 3;
- un vettore momento (torcente) M_1 agente lungo l'asse locale nel piano 1.

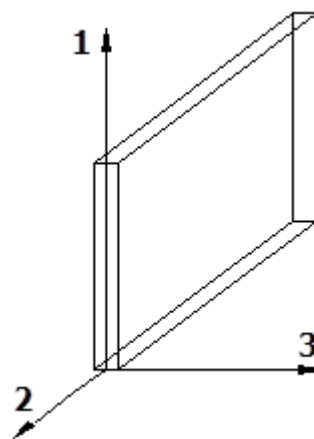
8.3.4 Riferimento locale per pareti

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 X,Y,Z oppure rispetto al riferimento locale 1,2,3 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.

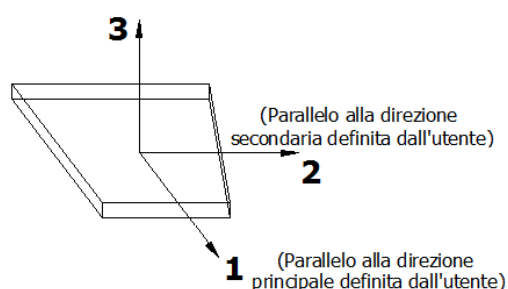
Un'ultima notazione deve essere riservata alla modalità con cui il programma fornisce le armature delle pareti, con riferimento alla faccia anteriore e posteriore.

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.

8.3.5 Riferimento locale per solette e platee

Ciascuna soletta e platea 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.



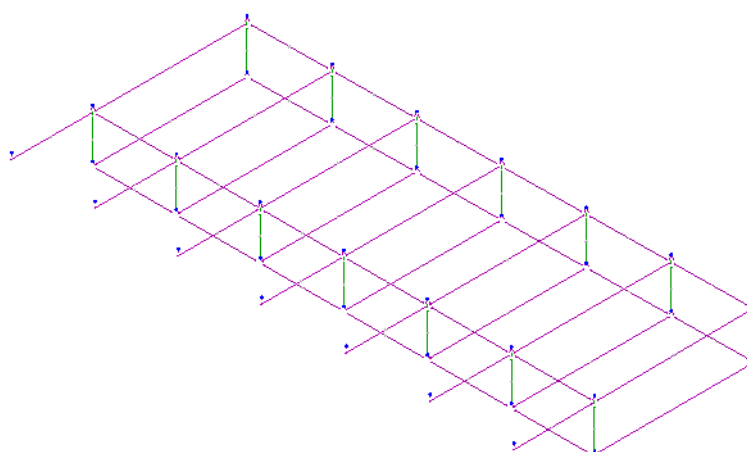
8.4 Modello di Calcolo

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

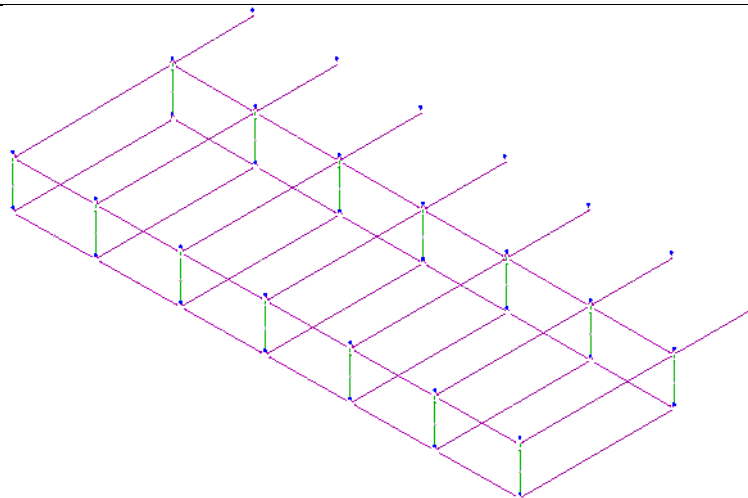
Viene definita un'opportuna numerazione degli elementi (nodi, aste, shell) costituenti il modello, al fine di individuare celermente ed univocamente ciascun elemento nei "Tabulati di calcolo".

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

Vista Anteriore



Vista Posteriore



Dalle illustrazioni precedenti si evince come le aste, sia travi che pilastri, siano schematizzate con un tratto flessibile centrale e da due tratti (braccetti) rigidi alle estremità. I nodi vengono posizionati sull'asse verticale dei pilastri, in corrispondenza dell'estradosso della trave più alta che in esso si collega. Tramite i braccetti i tratti flessibili sono quindi collegati ad esso.

In questa maniera il nodo risulta perfettamente aderente alla realtà poiché vengono presi in conto tutti gli eventuali disassamenti degli elementi con gli effetti che si possono determinare, quali momenti flettenti/torcenti aggiuntivi.

Le sollecitazioni vengono determinate, com'è corretto, solo per il tratto flessibile. Sui tratti rigidi, infatti, essendo (teoricamente) nulle le deformazioni le sollecitazioni risultano indeterminate.

Questa schematizzazione dei nodi viene automaticamente realizzata dal programma anche quando il nodo sia determinato dall'incontro di più travi senza il pilastro, o all'attacco di travi/pilastri con elementi shell.

9 PROGETTO E VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

La verifica degli elementi allo SLU avviene col seguente procedimento:

- si costruiscono le combinazioni non sismiche in base al D.M. 2018, ottenendo un insieme di sollecitazioni;
- si combinano tali sollecitazioni con quelle dovute all'azione del sisma secondo quanto indicato nel §2.5.3, relazione (2.5.5) del D.M. 2018;
- 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.

9.1 Verifiche di Resistenza

9.1.1 Elementi in C.A.

Illustriamo, in dettaglio, il procedimento seguito in presenza di pressoflessione deviata (pilastri e trave di sezione generica):

- 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 4.1.19 del D.M. 2018, effettuando due verifiche a pressoflessione retta con la seguente formula:

$$\left(\frac{M_{Ex}}{M_{Rx}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{Ey}}{M_{Ry}} \right)^\alpha \leq 1$$

dove:

M_{Ex} , M_{Ey} sono i valori di calcolo delle due componenti di flessione retta dell'azione attorno agli assi di flessione X ed Y del sistema di riferimento locale;

M_{Rx} , M_{Ry} sono i valori di calcolo dei momenti resistenti di pressoflessione retta corrispondenti allo sforzo assiale N_{Ed} valutati separatamente attorno agli assi di flessione.

L'esponente α può dedursi in funzione della geometria della sezione, della percentuale meccanica dell'armatura e della sollecitazione di sforzo normale agente.

- se per almeno una di queste terne la relazione 4.1.19 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.

Sempre quanto concerne il progetto degli elementi in c.a. illustriamo in dettaglio il procedimento seguito per le travi verificate/semiprogettate a pressoflessione retta:

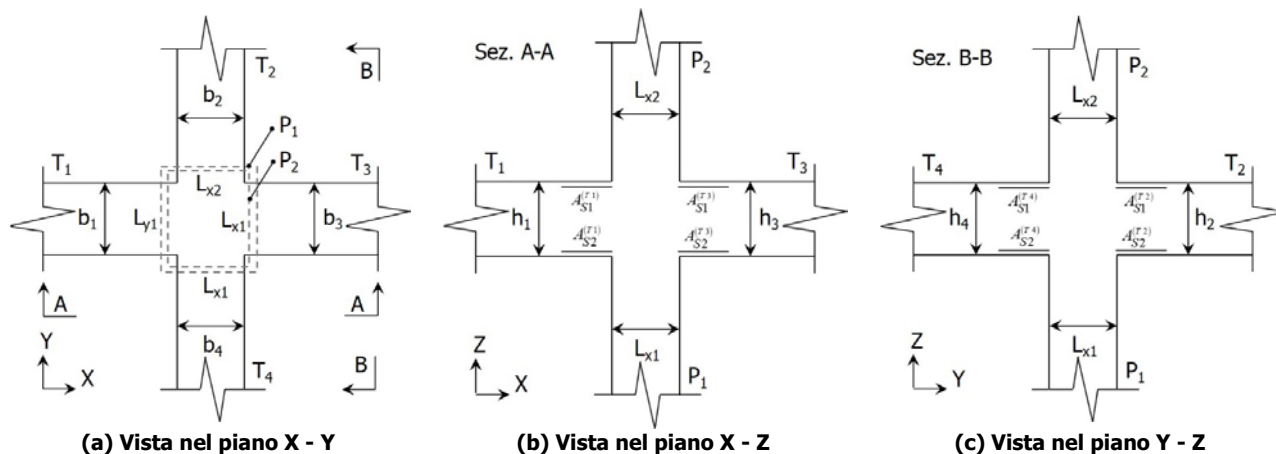
- per tutte le coppie M_x , N , individuate secondo la modalità precedentemente illustrata, si calcola il coefficiente di sicurezza in base all'armatura adottata;
- se per almeno una di queste coppie esso è inferiore all'unità, si incrementa l'armatura variando il diametro delle barre utilizzate e/o 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 coppie 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 , o la coppia M_x , 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. 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.

9.1.1.1 Verifica di confinamento dei nodi

La progettazione dei nodi delle strutture in c.a. viene condotta secondo le prescrizioni del § 7.4.4.3 del D.M. 2018. Si consideri, in generale, lo schema di nodo rappresentato nella figura seguente in cui $n_t = 4$ e $n_p = 2$ sono, rispettivamente, il numero di travi e pilastri concorrenti nel nodo.



In base alle dimensioni geometriche delle membrature (travi e pilastri) concorrenti nel nodo è possibile classificare i nodi in:

- **Interamente Confinati [IC]**, se $n_t = 4$ e:

$$\min \{b_1, b_3\} \geq \frac{3}{4} \max \{L_{y1}, L_{y2}\}$$

$$\min \{h_1, h_3\} \geq \frac{3}{4} \max \{h_1, h_3\}$$

$$\min \{b_2, b_4\} \geq \frac{3}{4} \max \{L_{x1}, L_{x2}\}$$

$$\min \{h_2, h_4\} \geq \frac{3}{4} \max \{h_2, h_4\}$$

- **Non Interamente Confinati [NIC]**, se non tutte le precedenti condizioni sono rispettate.

In base all'ubicazione del nodo nella struttura è possibile distinguere tra:

- **Nodi Interni [NI]:** in cui, evidentemente, $n_t = 4$;
- **Nodi Esterni [NE],** in cui $1 \leq n_t < 4$.

I nodi sono stati progettati considerando una sollecitazione tagliante pari a (cfr. [7.4.6-7] D.M. 2018):

$$V_{jbd}^{(T_i)} = \gamma_{Rd} \left(A_{S1}^{(T_i)} + A_{S2}^{(T_i)} \right) f_{yd} - V_C^{(P_{2,i})} \quad i = 1, \dots, n_t \quad [NI]$$

$$V_{jbd}^{(T_i)} = \gamma_{Rd} A_{S1}^{(T_i)} f_{yd} - V_C^{(P_{2,i})} \quad i = 1, \dots, n_t \quad [NE]$$

dove:

$\gamma_{Rd} = 1,20$ in CD-A e $1,10$ in CD-B ed in caso di comportamento non dissipativo (cfr. Tab. 7.2.I e § 7.4.1 D.M. 2018);

f_{yd} è la tensione di progetto dell'acciaio delle armature delle travi;

$V_C^{(P_{2,i})}$ è il taglio in condizioni sismiche del pilastro superiore, lungo la direzione della trave considerata:

$$V_C^{(P_{2,i})} = V_C^{(P_{2,x})} \quad i = 1, 3$$

$$V_C^{(P_{2,i})} = V_C^{(P_{2,y})} \quad i = 2, 4$$

Le terne (A_{S1}, A_{S2}, V_C) sono state scelte in modo da considerare la situazione più sfavorevole. La verifica a taglio-compressione si esegue controllando che (cfr. [7.4.8] D.M. 2018):

$$V_{jbd}^{(T_i)} \leq V_{R,jbd}^{(T_i)} = \eta f_{cd} b_j^{(T_i)} h_{jc}^{(P_{1,i})} \sqrt{1 - \frac{v_d}{\eta}}$$

dove:

$$\eta = \alpha_j \left(1 - \frac{f_{ck} [MPa]}{250} \right);$$

$\alpha_j = 0,6$ per [NI] e $0,48$ per [NE];

b_j è la larghezza effettiva del nodo, pari a:

$$b_j^{(T_i)} = \min \left\{ b_{j1}^{(T_i)}, b_{j2}^{(T_i)} \right\} \quad i = 1, \dots, n_t$$

$$b_{j1}^{(T_i)} = \max \left\{ L_{x1}, L_{x2}, b_i \right\} \quad i = 1, 3$$

$$b_{j1}^{(T_i)} = \max \left\{ L_{y1}, L_{y2}, b_i \right\} \quad i = 2, 4$$

$$b_{j2}^{(T_i)} = \max \left\{ L_{x1} + \frac{L_{y1}}{2}, b_i + \frac{L_{x1}}{2} \right\} \quad i = 1, 3$$

$$b_{j2}^{(T_i)} = \max \left\{ L_{y1} + \frac{L_{x1}}{2}, b_i + \frac{L_{x1}}{2} \right\} \quad i = 2, 4$$

$h_{jc}^{(P_{1,i})}$ è la distanza tra le armature del pilastro:

$$h_{jc}^{(P_{1,i})} = L_{x1} - 2(c + \Phi_{st}) - \Phi_L \quad i = 1, 3$$

$$h_{jc}^{(P_{1,i})} = L_{y1} - 2(c + \Phi_{st}) - \Phi_L \quad i = 2, 4$$

c , Φ_{st} e Φ_L sono, rispettivamente, il ricoprimento, il diametro delle staffe nel pilastro, ed il diametro delle armature longitudinali del pilastro;

$v_d = \frac{N_{Ed}^{(P_2)}}{L_{x2} L_{y2} f_{cd}}$ è lo sforzo normale adimensionalizzato del pilastro superiore.

Le armature a taglio per il confinamento del nodo sono progettate adottando la meno stringente tra la relazione ([7.4.10] D.M. 2018):

$$\frac{A_{sh,i} f_{ywd}}{b_j^{(T_i)} h_{jw}^{(T_i)}} \geq \frac{\left[\frac{V_{jbd}^{(T_i)}}{b_j^{(T_i)} h_{jw}^{(T_i)}} \right]}{f_{ctd} + v_d f_{cd}} - f_{ctd} \quad i = 1, \dots, n_t$$

dove:

$A_{sh,i}$ è l'armatura totale a taglio nel nodo nella direzione in esame:

$$A_{sh,i} = n_{st,i} n_{br,x} \left(\frac{\pi \Phi_{st}^2}{4} \right) \quad i = 1, 3$$

$$A_{sh,i} = n_{st,i} n_{br,y} \left(\frac{\pi \Phi_{st}^2}{4} \right) \quad i = 2, 4$$

$n_{st,i}$ è il numero totale di staffe nel nodo, uniformemente ripartito lungo l'altezza della trave in esame;

$n_{br,x}$ e $n_{br,y}$ sono il numero di bracci delle staffe nel nodo, nella direzione in esame;

Φ_{st} è il diametro delle staffe nel nodo;

f_{ywd} è la tensione di progetto dell'acciaio delle staffe;

$$h_{jw}^{(T_i)} = h_i - 2(c + \Phi_{st}) - \Phi_L ;$$

c , Φ_{st} e Φ_L sono, rispettivamente, il ricoprimento, il diametro delle staffe nella trave, ed il diametro delle armature longitudinali nella trave;

e le seguenti relazioni ([7.4.11-12] D.M. 2018):

$$A_{sh,i} f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} \left(A_{s1}^{(T_i)} + A_{s2}^{(T_i)} \right) f_{yd} \left(1 - 0,8 v_d^{[NI]} \right) \quad i = 1, \dots, n_t \quad [NI]$$

$$A_{sh,i} f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} A_{s1}^{(T_i)} f_{yd} \left(1 - 0,8 v_d^{[NE]} \right) \quad i = 1, \dots, n_t \quad [NE]$$

dove:

$$v_d^{[NI]} = \frac{N_{Ed}^{(P_2)}}{L_{x2} L_{y2} f_{cd}} \quad \text{è lo sforzo normale adimensionalizzato del pilastro superiore;}$$

$$v_d^{[NE]} = \frac{N_{Ed}^{(P_1)}}{L_{x1} L_{y1} f_{cd}} \quad \text{è lo sforzo normale adimensionalizzato del pilastro inferiore.}$$

Il passo delle staffe da disporre per tutta l'altezza del nodo (pari all'altezza maggiore delle travi in esso convergenti) è pari a:

$$p_{st} = \min_{i=1, \dots, n_t} \left\{ \frac{h_{jw}^{(T_i)}}{n_{st,i} + 1} \right\}$$

dove $n_{st} = \max_i n_{st,i}$ è il numero totale di staffe da disporre nel nodo.

9.1.1.2 Fondazioni superficiali

Le metodologie, i modelli usati ed i risultati del calcolo del **carico limite** sono esposti nella relazione GEOTECNICA.

9.2 Gerarchia delle Resistenze

9.2.1 Elementi in C.A.

Relativamente agli elementi in c.a., sono state applicate le disposizioni contenute al §7.4.4 del D.M. 2018. Più

in particolare:

- per le **travi**, al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici dovuti al **taglio**, le sollecitazioni di calcolo si ottengono sommando il contributo dovuto ai carichi gravitazionali agenti sulla trave, considerata incernierata agli estremi, alle sollecitazioni di taglio corrispondenti alla formazione delle cerniere plastiche nella trave e prodotte dai momenti resistenti delle due sezioni di estremità, amplificati del fattore di sovraresistenza γ_{Rd} assunto pari, rispettivamente, ad 1,20 per strutture in CD"A", ad 1,10 per strutture in CD"B". La verifica di resistenza è eseguita secondo le indicazioni del par. 7.4.4.1.1 D.M. 2018.
- per i **pilastri**, al fine di scongiurare l'attivazione di meccanismi fragili globali, come il meccanismo di "piano debole" che comporta la plasticizzazione, anticipata rispetto alle travi, di gran parte dei pilastri di un piano, il progetto a **flessione** delle zone dissipative dei pilastri è effettuato considerando le sollecitazioni corrispondenti alla resistenza delle zone dissipative delle travi amplificata mediante il coefficiente γ_{Rd} che vale 1,3 in CD"A" e 1,3 per CD"B". In tali casi, generalmente, il meccanismo dissipativo prevede la localizzazione delle cerniere alle estremità delle travi e le sollecitazioni di progetto dei pilastri possono essere ottenute a partire dalle resistenze d'estremità delle travi che su di essi convergono, facendo in modo che, per ogni nodo trave-pilastro ed ogni direzione e verso dell'azione sismica, la resistenza complessiva dei pilastri sia maggiore della resistenza complessiva delle travi amplificata del coefficiente γ_{Rd} , in accordo con la formula (7.4.4) del D.M. 2018. Le verifiche di resistenza sono eseguite secondo le indicazioni del par. 7.4.4.2.1 D.M. 2018.
Al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici dovuti al **taglio**, le sollecitazioni di calcolo da utilizzare per le verifiche ed il dimensionamento delle armature si ottengono dalla condizione di equilibrio del pilastro soggetto all'azione dei momenti resistenti nelle sezioni di estremità superiore ed inferiore secondo l'espressione (7.4.5). Le verifiche di resistenza sono eseguite secondo le indicazioni del par. 7.4.4.2.1.
- per i **nodi trave-pilastro**, si deve verificare che la resistenza del nodo sia tale da assicurare che non pervenga a rottura prima delle zone della trave e del pilastro ad esso adiacente. L'azione di taglio, agente in direzione orizzontale per le varie direzioni del sisma, nel nucleo di calcestruzzo del nodo è calcolata secondo l'espressione (7.4.6) per i nodi interni e (7.4.7) per quelli esterni. Le verifiche di resistenza sono eseguite invece secondo le indicazioni del §7.4.4.3.1 D.M. 2018.
- per i **setti** sismo resistenti, le sollecitazioni di calcolo sono determinate secondo quanto indicato nel par. 7.4.4.5 D.M. 2018. Le verifiche di resistenza sono eseguite invece secondo le indicazioni del par. 7.4.4.5.1 D.M. 2018.

9.2.2 Fondazioni

Per quanto riguarda la struttura di fondazione sono applicate le disposizioni contenute al §7.2.5 del D.M. 2018. Più in particolare:

- le azioni trasmesse in fondazione derivano dall'analisi del comportamento dell'intera struttura, condotta esaminando la sola struttura in elevazione alla quale sono applicate le azioni statiche e sismiche;
- il dimensionamento della struttura di fondazione e la verifica di sicurezza del complesso fondazione-terreno sono eseguite, nell'ipotesi di comportamento strutturale dissipativo, assumendo come azioni in fondazione quelle trasferite dagli elementi soprastanti amplificate di un coefficiente γ_{Rd} pari a 1,1 in CD"B" e 1,3 in CD"A".

I risultati delle suddette verifiche sono riportate nei "Tabulati di calcolo".

9.3 Verifiche SLD

Essendo la struttura di **Classe 4** sono state condotte le Verifiche allo Stato Limite di Danno come indicato al par. 7.3.6.1 del D.M. 2018, assumendo fattori parziali dei materiali γ_m pari a 1.

9.4 DETTAGLI STRUTTURALI

Il progetto delle strutture è stato condotto rispettando i dettagli strutturali previsti dal D.M. 2018, nel seguito illustrati. Il rispetto dei dettagli può essere evinto, oltretutto dagli elaborati grafici, anche dalle verifiche riportate nei tabulati allegati alla presente relazione.

9.4.1 Travi in c.a.

Le armature degli elementi trave sono state dimensionati seguendo i dettagli strutturali previsti al punto

4.1.6.1.1 del D.M. 2018:

$$A_s \geq A_{s,\min} = \max \left\{ 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d; 0,0013 b_t d \right\} \quad [\text{TR-C4-A}]$$

$$\max \{ A_s; A'_s \} \leq A_{s,\max} = 0,04 A_c \quad [\text{TR-C4-B}]$$

$$A_{st} \geq A_{st,\min} = 1,5 b \text{ mm}^2 / m \quad [\text{TR-C4-C}]$$

$$p_{st} \geq p_{st,\min} = \min \{ 33,3 \text{ cm}; 0,8 d \} \quad [\text{TR-C4-D}]$$

$$A_{st} \geq 0,5 A_{sw} \quad [\text{TR-C4-E}]$$

$$p_{st} \geq 15 \Phi \quad [\text{TR-C4-F}]$$

dove:

- A_s e A'_s sono le aree di armature tese e compresse;
- f_{ctm} è la resistenza a trazione media del cls;
- f_{yk} è la resistenza caratteristica allo snervamento;
- b_t è la larghezza media della zona tesa della trave (pari alla larghezza della trave o dell'anima nel caso di sezioni a T);
- d è l'altezza utile della trave;
- b è lo spessore minimo dell'anima in mm;
- p_{st} è il passo delle staffe;
- A_c è l'area della sezione di cls;
- A_{st} è l'area delle staffe;
- A_{sw} è l'area totale delle armature a taglio (area delle staffe più area dei ferri piegati);
- dove Φ è il diametro delle armature longitudinali compresse.

Ai fini di un buon comportamento sismico, sono rispettate le seguenti limitazioni geometriche, ai sensi del § 7.4.6.1.1 del D.M. 2018:

$$b_t \geq b_{t,\min} = 20 \text{ cm} \quad [\text{TR-LG-A}]$$

$$b_t \leq b_{t,\max} = \min \{ b_c + h_t; b_c \} \quad [\text{TR-LG-B}]$$

$$b_t/h_t \geq (b_t/h_t)_{\min} = 0,25 \quad [\text{TR-LG-C}]$$

$$L_{zc} = 1,5 h_t \text{ (CD-A)}; L_{zc} = 1,0 h_t \text{ (CD-B)} \quad [\text{TR-LG-D}]$$

dove:

- b_t e h_t sono la base e l'altezza delle travi, rispettivamente;
- b_c è la larghezza della colonna;
- L_{zc} è la larghezza della zona dissipativa.

Inoltre, per il dimensionamento delle armature, vengono rispettate le prescrizioni del § 7.4.6.2.1 del D.M. 2018, illustrate nel seguito.

Armature longitudinali

$$n_{\phi l} > n_{\phi l,\min} = 2 \quad [\text{TR-AL-A}]$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_{yk}} < \rho = \frac{A_s}{b h} < \rho_{\max} = \rho_{cmp} + \frac{3,5}{f_{yk}} \quad [\text{TR-AL-B}]$$

$$\rho_{cmp} \geq \rho_{cmp,\min} \quad [\text{TR-AL-C}]$$

dove:

- $n_{\phi l}$ è il numero di barre al lembo inferiore o superiore, di diametro almeno pari a 14 mm;
- $n_{\phi l,\min}$ è il minimo numero possibile di barre al lembo inferiore o superiore, di diametro almeno pari a 14 mm;
- ρ è il rapporto geometrico relativo all'armatura tesa (rapporto tra le aree delle armature, A_s , e l'area della sezione rettangolare, $b \times h$);
- ρ_{cmp} è il rapporto geometrico relativo all'armatura compressa;
- $\rho_{cmp,\min} = 0,25 \rho$ per zone non dissipative, oppure $1/2 \rho$ per zone dissipative.
- f_{yk} è la resistenza di snervamento caratteristica dell'acciaio in MPa.

Armature trasversali

$$p_{st} \leq p_{st,max} = \min \left\{ \begin{array}{l} \left[\frac{d}{4}; 175mm; 6\Phi_l; 24\Phi_{st} \right] \quad (CD-A) \\ \left[\frac{d}{4}; 225mm; 8\Phi_l; 24\Phi_{st} \right] \quad (CD-B) \end{array} \right. \quad [\text{TR-AT-A}]$$

$$\Phi_{st} \geq \Phi_{st,min} = 6 \text{ mm} \quad [\text{TR-AT-B}]$$

dove:

- d è l'altezza utile della sezione;
- Φ_l è il diametro più piccolo delle barre longitudinali utilizzate;
- Φ_{st} è il diametro più piccolo delle armature trasversali utilizzate;
- $\Phi_{st,min}$ è il minimo diametro delle staffe da normativa.

9.4.2 Pilastri in c.a.

Le armature degli elementi pilastri sono state dimensionati seguendo i dettagli strutturali previsti al punto 4.1.6.1.2 del D.M. 2018, nel seguito indicati:

$$\Phi_l \geq \Phi_{l,min} = 12 \text{ mm} \quad [\text{PL-C4-A}]$$

$$i \leq i_{max} = 300 \text{ mm} \quad [\text{PL-C4-B}]$$

$$A_{sl} \geq A_{sl,min} = \max \left\{ 0,10 \frac{N_{Ed}}{f_{yd}}; 0,003 A_c \right\} \quad [\text{PL-C4-C}]$$

$$p_{st} \leq p_{st,max} = \min \{ 12\Phi_l, 250mm \} \quad [\text{PL-C4-D}]$$

$$\Phi_{st} \geq \Phi_{st,min} = \max \left\{ 6mm; \frac{\Phi_{l,max}}{4} \right\} \quad [\text{PL-C4-E}]$$

$$A_{sl} \leq A_{sl,max} = 0,04 A_c \quad [\text{PL-C4-F}]$$

dove:

- Φ_l e $\Phi_{l,min}$ sono, rispettivamente, il diametro più piccolo utilizzato ed il diametro minimo da norma delle barre longitudinali;
- i e i_{max} sono, rispettivamente, l'interasse massimo utilizzato e l'interasse massimo consentito da norma delle barre longitudinali;
- A_{sl} è l'area totale delle armature longitudinali;
- N_{Ed} è la forza di compressione di progetto;
- f_{yd} è la tensione di calcolo dell'acciaio;
- A_c è l'area di cls;
- p_{st} e $p_{st,max}$ sono, rispettivamente, il passo massimo utilizzato ed il passo massimo consentito da norma per le staffe;
- Φ_{st} e $\Phi_{st,min}$ sono, rispettivamente, il diametro minimo utilizzato ed il diametro minimo consentito da norma delle staffe;
- $\Phi_{l,max}$ è il diametro massimo delle armature longitudinali utilizzate;
- $A_{sl,max}$ è l'area massima da norma dei ferri longitudinali;
- A_c è l'area di cls.

Ai fini di un buon comportamento sismico, sono rispettate le seguenti limitazioni geometriche, ai sensi del § 7.4.6.1.2 del D.M. 2018:

$$b_c \geq b_{c,min} = 25 \text{ cm} \quad [\text{PL-LG-A}]$$

$$L_{zc} \geq L_{zc,min} = \max \{ h_{cr}, 1/6 L_l, 45 \text{ cm} \} \text{ se } L_l \geq 3 h_{cr} \quad [\text{PL-LG-B}]$$

$$\max \{ h_{cr}, L_l, 45 \text{ cm} \} \text{ se } L_l < 3 h_{cr}$$

dove:

- b_c è la dimensione minima della sezione trasversale del pilastro;
- $b_{c,min}$ è la dimensione minima consentita della sezione trasversale del pilastro;
- L_{zc} è la lunghezza della zona critica;
- $L_{zc,min}$ è la lunghezza minima consentita della zona critica;
- h_{cr} è l'altezza del pilastro;
- L_l è la luce libera del pilastro.

Inoltre, per il dimensionamento delle armature, vengono rispettate le prescrizioni del § 7.4.6.2.2 del D.M. 2018:

Armature longitudinali

$$i \leq i_{\max} = 25 \text{ cm} \quad [\text{PL-AL-A}]$$

$$\rho_{\min} = 1\% \leq \rho \leq \rho_{\max} = 4\% \quad [\text{PL-AL-B}]$$

dove:

- i e i_{\max} sono, rispettivamente, l'interasse massimo utilizzato e l'interasse massimo consentito da norma delle barre longitudinali;
- ρ è il rapporto tra l'area totale di armatura longitudinale e l'area della sezione retta.

Armature trasversali

$$\Phi_{st} > \Phi_{st,\min} = \begin{cases} \max \left[6 \text{ mm}; \left(0,4 \Phi_{l,\max} \sqrt{\frac{f_{yd,l}}{f_{yd,st}}} \right) \right] & \text{CD - A} \\ 6 \text{ mm} & \text{CD - B} \end{cases} \quad [\text{PL-AT-A}]$$

$$p_{st} \leq p_{st,\max} = \min \begin{cases} \left[1/3 b_{c,\min}; 12,5 \text{ cm}; 6 d_{bl,\min} \right] & \text{CD - A} \\ \left[1/2 b_{c,\min}; 17,5 \text{ cm}; 8 d_{bl,\min} \right] & \text{CD - B} \end{cases} \quad [\text{PL-AT-B}]$$

dove:

- Φ_{st} è il più piccolo diametro delle staffe utilizzato;
- $\Phi_{st,\min}$ è il minimo diametro delle staffe utilizzabile;
- $\Phi_{l,\max}$ è il diametro massimo delle barre longitudinali utilizzate;
- $f_{yd,l}$ e $f_{yd,st}$ sono le tensioni di snervamento di progetto delle barre longitudinali e delle staffe.
- p_{st} e $p_{st,\max}$ sono, rispettivamente, il passo massimo utilizzato ed il passo massimo consentito da norma per le staffe;
- $b_{c,\min}$ è la dimensione minore del pilastro;
- $d_{bl,\min}$ è il diametro minimo delle armature longitudinali.

Inoltre, è stato effettuato il seguente controllo sulla duttilità minima dei pilastri:

$$\omega_{wd} = \frac{V_{st}}{V_{nc}} \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \geq \omega_{wd,\min} = 0,08 \quad [\text{PL-AT-C}]$$

dove:

- $V_{st} = A_{st} L_{st}$ è il volume delle staffe di contenimento;
- V_{nc} è il volume del nucleo confinato ($= b_0 h_0 s$ per sezioni rettangolari; $= \pi(D_0/2)^2$ nel caso di sezioni circolari);
- A_{st} è l'area delle staffe;
- L_{st} è il perimetro delle staffe;
- b_0 e h_0 sono le dimensioni del nucleo confinato, misurate con riferimento agli assi delle staffe;
- D_0 è il diametro del nucleo confinato misurato rispetto all'asse delle staffe;
- s è il passo delle staffe;
- f_{yd} è la tensione di snervamento di progetto delle staffe;
- f_{cd} è la tensione di progetto a compressione del cls.

9.4.2.1 Dettagli costruttivi per la duttilità

Per le sole zone dissipative allo spiccato della fondazione (o della struttura scatolare rigida), e per le zone terminali di tutti i PILASTRI SECONDARI, sono obbligatorie le verifiche di duttilità previste al § 7.4.4.2.2 del D.M. 2018. In alternativa, tali verifiche possono ritenersi soddisfatte se, per ciascuna zona dissipativa, si rispetta la limitazione seguente, cfr. [7.4.29] del D.M. 2018:

$$\omega_{wd} = \frac{V_{st}}{V_{nc}} \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \geq \omega_{wd,\min} = \begin{cases} \max \left\{ \frac{1}{\alpha} \left(30 \mu_{\phi} V_d \varepsilon_{sy,d} \frac{b_c}{b_0} - 0,035 \right); 0,08 \right\} & \text{CD - B} \\ \max \left\{ \frac{1}{\alpha} \left(30 \mu_{\phi} V_d \varepsilon_{sy,d} \frac{b_c}{b_0} - 0,035 \right); 0,12 \right\} & \text{CD - A} \end{cases}$$

dove:

- $V_{st} = A_{st} L_{st}$ è il volume delle staffe di contenimento;
- V_{nc} è il volume del nucleo confinato ($= b_0 h_0 s$ per sezioni rettangolari; $= \pi(D_0/2)^2$ nel caso di sezioni

circolari);

- A_{st} è l'area delle staffe;
- L_{st} è il perimetro delle staffe;
- b_0 e h_0 sono le dimensioni del nucleo confinato, misurate con riferimento agli assi delle staffe;
- D_0 è il diametro del nucleo confinato misurato rispetto all'asse delle staffe;
- s è il passo delle staffe;
- $\alpha = \alpha_n \alpha_s$ è il coefficiente di efficacia del confinamento;

a) per sezioni rettangolari:

- $\alpha_n = 1 - \sum_n \frac{b_i^2}{6b_0h_0}$;
- $\alpha_s = \left[1 - \frac{s}{2b_0} \right] \left[1 - \frac{s}{2h_0} \right]$;
- n è il numero totale delle barre longitudinali;
- b_i è la distanza tra barre consecutive contenute;
- s è il passo delle staffe/legature;

b) per sezioni circolari:

- $\alpha_n = 1$;
- $\alpha_s = \left[1 - \frac{s}{2D_0} \right]^\beta$;
- $\beta = 2$ per staffe circolari singole e $\beta = 1$ per staffa a spirale;
- b_c e h_c sono la larghezza minima e la profondità della sezione trasversale lorda;
- $\mu_\phi = \begin{cases} 1,2(2q_0 - 1) & \text{per } T_1 \geq T_c \\ 1,2 \left[1 + 2(q_0 - 1) \frac{T_c}{T_1} \right] & \text{per } T_1 < T_c \end{cases}$ (allo SLC)
- q_0 è il valore di base del fattore di comportamento (cfr. Tab. 7.3.II D.M. 2018)
- T_c è il periodo di inizio dello spettro a velocità costante (Eq. [3.2.5] D.M. 2018)
- T_1 è il periodo proprio di vibrazione della struttura;
- $\nu_d = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}}$ (forza assiale adimensionalizzata allo SLV);
- N_{Ed} è lo sforzo normale massimo allo SLV;
- A_c è l'area di calcestruzzo;
- $\epsilon_{sy,d}$ è la deformazione di snervamento dell'acciaio.

9.4.3 Nodi in c.a.

Il dimensionamento degli elementi trave e pilastro confluenti nel nodo è stato effettuato assicurando che le eccentricità delle travi rispetto ai pilastri siano inferiori ad 1/4 della larghezza del pilastro, per la direzione considerata (§ 7.4.6.1.3 D.M. 2018). staffe progettate nel nodo sono almeno pari alle staffe presenti nelle zone adiacenti al nodo del pilastro inferiore e superiore. Nel caso di nodi interamente confinati il passo minimo delle staffe nel nodo è pari al doppio di quello nelle zone adiacenti al nodo del pilastro inferiore e superiore, fino ad un massimo di 15 cm.

10 - 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 "Tabulati di calcolo" costituente parte integrante della presente relazione.

Centola,

Il progettista strutturale

Arch. Magno Battipaglia

Per presa visione, il direttore dei lavori

...

Per presa visione, il collaudatore

...

DATI GENERALI DI CALCOLO E CARATTERISTICHE MATERIALI

RELAZIONE DI CALCOLO

1) NORMATIVA

- La normativa cui viene fatto riferimento nelle fasi di calcolo, verifica e progettazione sono le Norme Tecniche per le Costruzioni emanate con il D.M. 17/01/2018 pubblicato nel suppl. 8 G.U. 42 del 20/02/2018, nonché la Circolare del Ministero Infrastrutture e Trasporti del 2 Febbraio 2009, n. 617 "Istruzioni per l'applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni".

2) CALCOLO DELLE SPINTE

Il calcolo delle spinte viene convenzionalmente riferito ad un metro di profondità di paratia. Pertanto tutte le grandezze riportate in stampa, sia per i dati di input che per quelli di output, debbono di conseguenza attribuirsi ad un metro di profondità della paratia stessa.

Per rendere più completa la trattazione relativa alla determinazione delle spinte sarà opportuno distinguere i seguenti casi:

- Spinta delle terre:
 - a) con superficie del terreno rettilinea
 - b) con superficie del terreno spezzata
- Spinta del sovraccarico ripartito uniforme:
 - a) con superficie del terreno rettilinea
 - b) con superficie del terreno spezzata
- Spinta del sovraccarico ripartito parziale:
- Spinta del sovraccarico concentrato lineare
- Spinte in presenza di coesione
- Spinta interstiziale in assenza o in presenza di moto di filtrazione
- Spinta passiva

2.1) SPINTA DELLE TERRE

Trattandosi di terreni stratificati, discretizzato il diaframma in un congruo numero di punti, si determina la spinta sulla parete come risultante delle pressioni orizzontali in ogni concio, calcolate come:

$$gh = \sigma_v \cdot K \cdot \cos \delta$$

dove: gh = pressione orizzontale

DATI GENERALI DI CALCOLO E CARATTERISTICHE MATERIALI

σ_v = pressione verticale
 K = coefficiente di spinta dello strato di calcolo
 δ = coeff. di attrito terra-parete

La pressione verticale è data dal peso del terreno sovrastante:

- in termini di tensioni totali:

$$\sigma_v = \tau \cdot z$$

τ = peso specifico del terreno
 z = generica quota di calcolo della pressione
a partire dall'estradosso del terrapieno

- in termini di tensioni efficaci in assenza di filtrazione:

$$\sigma_v = \tau' \cdot z$$

τ' = peso specifico efficace del terreno

- in termini di tensioni efficaci in presenza di filtrazione discendente dal terrapieno :

$$\sigma_v = [\tau - \tau_w \cdot (1 - I_w)] \cdot z$$

dove:

τ = peso specifico del terreno
 τ_w = peso specifico dell'acqua
 I_w = gradiente idraulico: $\delta H / \delta L$
 δH = differenza di carico idraulico
 δL = percorso minimo di filtrazione

- in termini di tensioni efficaci in presenza di filtrazione ascendente dal terrapieno :

$$\sigma_v = [\tau - \tau_w \cdot (1 + I_w)] \cdot z$$

a) Con superficie del terreno rettilinea

Lo schema di calcolo è basato sulla teoria di Coulomb nell'ipotesi di assenza di falda

$$K_a = \frac{\sin^2(\beta + \varphi)}{\sin^2\beta \cdot \sin(\beta - \delta) \cdot \left[1 + \left[\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \varepsilon)}{\sin(\beta - \delta) \cdot \sin(\beta + \varepsilon)} \right]^{1/2} \right]^2}$$

(Muller-Breslau)

avendo indicato con :

$\beta = 90^\circ$: inclinaz. del paramento interno rispetto all'orizz.;

φ = angolo d'attrito interno del terreno ;

δ = angolo di attrito terra-muro ;

ε = angolo di inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale

DATI GENERALI DI CALCOLO E CARATTERISTICHE MATERIALI

b) Con superficie del terreno spezzata

In questo caso ,pur mantenendo le ipotesi di Coulomb, la ricerca del cuneo di massima spinta non conduce alla determinazione di un unico coefficiente, come nella forma di Muller-Breslau, giacchè il diagramma di spinta non è più triangolare bensì poligonale.
posto : l_i = lunghezza, in orizzontale, del tratto inclinato

$$dh = l_i \cdot \tan \varepsilon$$

e permanendo la solita simbologia:

si procede alla determinazione del cuneo di massima spinta ricavando l'angolo di inclinazione della corrispondente superficie di scorrimento, detto ' ρ ' tale angolo , si ottiene, per $\beta = 90^\circ$:

$$\text{TAN}(\rho) = \frac{1}{-\text{TAN}(\varepsilon) + \left[(1 + \text{TAN}^2(\varepsilon)) \cdot \left(1 + \frac{l_i \cdot dh}{(H + dh)^2 \cdot \text{TAN}(\varepsilon)} \right) \right]^{1/2}}$$

Tracciando una retta inclinata di ' ρ ' a partire dal vertice della spezzata si stacca , sulla superficie di spinta, un segmento di altezza :

$$h = l_i \cdot \frac{(\text{TAN}(\rho) - \text{TAN}(\varepsilon)) \cdot \text{TAN}(\beta)}{\text{TAN}(\rho) + \text{TAN}(\beta)}$$

su questo tratto della superficie di spinta si assumerà il seguente coefficiente di spinta attiva:

$$K_{a1} = \frac{(\text{TAN}(\beta) + \text{TAN}(\rho)) \cdot (1 + \text{TAN}(\varepsilon) / \text{TAN}(\beta)) \cdot \text{TAN}(\rho - \varepsilon)}{\text{TAN}(\beta) \cdot (\text{TAN}(\rho) - \text{TAN}(\varepsilon))}$$

mentre per il restante tratto di altezza $(H - h)$ si assumerà:

$$K_{a2} = \frac{(\text{TAN}(\beta) + \text{TAN}(\rho)) \cdot \text{TAN}(\rho - \varepsilon)}{\text{TAN}(\beta) \cdot \text{TAN}(\rho)}$$

c) Incremento di spinta sismica:

Calcolo dell' incremento di spinta sismica secondo D.M. 16/01/96:

$$K_{as} = K' - A \cdot K_a$$

essendo:

$$A = \frac{\cos^2(\alpha + \tau)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos \tau}$$

α = angolo formato dall'intradosso con la verticale)
 $\tau = \arctg C$, C = coeff. di intensità sismica

DATI GENERALI DI CALCOLO E CARATTERISTICHE MATERIALI

K' = coeff. calcolato staticamente per
 $\varepsilon' = \varepsilon + \tau$ $\beta' = \beta - \tau$

La pressione ottenuta ha un andamento lineare, con valore zero al piede del diaframma e valore massimo in sommità.

Calcolo dell' incremento di spinta sismica secondo NTC:
 In assenza di studi specifici, i coefficienti sismici orizzontale (k_h)
 verticale (k_v) che interessano tutte le masse sono calcolati come (7.11).

$$\begin{aligned} g \cdot k_h &= \alpha \cdot \beta \cdot a_{max} \\ a_{max} &= a_g \cdot S_s \cdot S_t \\ K_v &= 0,5 \cdot K_h \end{aligned}$$

La forza di calcolo viene denotata come E_d ed è da considerare come la risultante delle spinte statiche e dinamiche del terreno.
 Tale spinta totale di progetto E_d , esercitata dal terrapieno ed agente sull'opera di sostegno, è data da:

$$E_d = \frac{1}{2} \cdot \tau' \cdot (1 \pm k_v) \cdot K \cdot H^2 + E_{ws}$$

dove:

H è l'altezza del muro;
 E_{ws} è la spinta idrostatica;
 τ' è il peso specifico del terreno (definito ai punti seguenti);
 K è il coefficiente di spinta del terreno (statico + dinamico).

Il coefficiente di spinta del terreno può essere calcolato mediante la formula di Mononobe e Okabe.

$$\begin{aligned} \text{Se } \beta \leq \varphi - \theta & \\ K_a &= \frac{\sin^2(\alpha + \varphi - \theta)}{\cos(\theta) \cdot \sin^2 \alpha \cdot \sin(\varphi - \theta - \delta) \cdot \left[1 + \left[\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\sin(\varphi - \theta - \delta) \cdot \sin(\alpha + \beta)} \right]^{1/2} \right]} \\ \\ \text{Se } \beta > \varphi - \theta & \\ K_a &= \frac{\sin^2(\alpha + \varphi - \theta)}{\sin^2 \alpha} \end{aligned}$$

φ : è di calcolo dell'angolo di resistenza a taglio del terreno in condizioni di sforzo efficace;
 α, β : è l'angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale rispettivamente della parete del muro rivolta a monte e della superficie del terreno;
 δ : è il valore di calcolo dell'angolo di resistenza a taglio tra terreni;
 θ : è l'angolo definito successivamente in funzione dei seguenti casi

Livello di falda al di sotto del muro di sostegno :

τ' = τ peso specifico del terreno

$$\tan(\theta) = \frac{k_h}{(1 \pm k_v)}$$

Terreno al di sotto del livello di falda

DATI GENERALI DI CALCOLO E CARATTERISTICHE MATERIALI

$\tau' = \tau - \tau_w$ peso immerso del terreno
 τ_w : peso specifico dell'acqua

$$\tan(\theta) = \frac{\tau}{\tau - \tau_w} \cdot \frac{kh}{(1 \pm kv)}$$

d) inerzia della parete:

In presenza di sisma l'opera è soggetta alle forze di inerzia della parete :

Forze di inerzia secondo D.M. 16/01/96:

$$F_i = C \cdot W$$

C = coefficiente di intensità sismica

Forze di inerzia secondo NTC:

$$\begin{aligned} F_{ih} &= kh \cdot W \\ F_{iv} &= kv \cdot W \end{aligned}$$

$$kh = \frac{S \cdot a_g}{r}$$

$$kv = \frac{kh}{2}$$

Al fattore r può essere assegnato il valore $r = 2$ nel caso di opere di sostegno che ammettano spostamenti, per esempio i muri a gravità, o che in presenza di terreni non coesivi saturi deve essere assunto il valore

2.2) SPINTA DEL SOVRACCARICO RIPARTITO UNIFORME

a) Con superficie del terreno rettilinea

In questo caso, intendendo per Q il sovraccarico per metro lineare di proiezione orizzontale:

$$\sigma_v = Q$$

b) Con superficie del terreno spezzata

Una volta determinata la superficie di scorrimento del cuneo di massima spinta (r₀) in base alla 2.3), quindi il diagramma di carico che grava sul cuneo di spinta, si scompone tale diagramma in due strisce; la prima agente sul tratto di terreno inclinato, la seconda sul rimanente tratto orizzontale.

Ognuna delle strisce di carico genererà un diagramma di pressioni sul muro i cui valori saranno determinati secondo la formulazione di Terzaghi che esprime la pressione alla generica profondità 'z' come:

DATI GENERALI DI CALCOLO E CARATTERISTICHE MATERIALI

$$ch = 2 \cdot Q \cdot W / \pi \cdot (\theta - \sin(\theta) \cdot \cos(2\tau))$$

dove:

$$W = \frac{\sin(\beta)}{\sin(\beta + \epsilon)}$$

2.3) SPINTA DEL SOVRACCARICO CONCENTRATO LINEARE

Il carico concentrato lineare genera un diagramma delle pressioni sul muro che può essere determinato usando la teoria di Boussinesq:

Essendo: d_l = distanza del sovraccarico dal muro, in orizzontale

q_l = intensità del carico;

e posto: $m = d_l / H$

si ottiene il valore della pressione alla generica profondità 'z' in base alle seguenti relazioni:

a) per $m \leq 0.4$

$$ch = 0.203 \cdot q_l / H \cdot \frac{z/H}{(.16 + (z/H)^2)^{3/2}}$$

b) per $m > 0.4$

$$ch = 4 \cdot q_l / (H \cdot \pi) \cdot \frac{m \cdot z/H}{(m^2 + (z/H)^2)^{3/2}}$$

2.4) SPINTA ATTIVA DOVUTA ALLA COESIONE

La coesione determina una controspinta sulla parete, pari a:

$$ch = -2 \cdot C \cdot \sqrt{K_a} \cdot \sqrt{1 + R_{ac}}$$

Essendo: C = coesione dello strato

R_{ac} = rapporto aderenza/coesione

2.5) SPINTA INTERSTIZIALE

La spinta risultante dovuta all'acqua è pari alla differenza tra la pressione interstiziale di monte e di valle.
Nel caso di filtrazione discendente da monte e ascendente da valle:

$$ch = \tau_w \cdot [H_{wm} \cdot (1 - I_w) - H_{wv} \cdot (1 + I_w)]$$

dove:

H_{wm} = quota della falda di monte

H_{wv} = quota della falda di valle

Nel caso di filtrazione discendente da valle e ascendente da monte:

$$ch = \tau_w \cdot [H_{wm} \cdot (1 + I_w) - H_{wv} \cdot (1 - I_w)]$$

DATI GENERALI DI CALCOLO E CARATTERISTICHE MATERIALI

2.6) SPINTA PASSIVA

$$\sigma_{hp} \cdot R_p = \sigma_v \cdot K_p \cdot \cos \delta + 2 \cdot C \cdot \sqrt{K_p} \cdot \sqrt{1 + R_{ac}}$$

dove:

- σ_{hp} = pressione passiva orizzontale
- R_p = coeff. di riduzione della spinta passiva
- σ_v = pressione verticale
- K_p = coefficiente di spinta passiva dello strato di calcolo
- δ = coeff. di attrito terra-parete
- C = coesione
- R_{ac} = rapporto aderenza/coesione

a) per $\varnothing \neq 0$

$$K_p = \frac{\sin^2(\beta - \varnothing)}{\sin^2 \beta \cdot \sin(\beta + \delta) \cdot \left[1 - \frac{\sin(\varnothing + \delta) \cdot \sin(\varnothing + \epsilon)}{\sin(\beta + \delta) \cdot \sin(\beta + \epsilon)} \right]^{1/2}}^2$$

b) per $\varnothing = 0$

$$K_p = 1$$

3) EQUILIBRIO DELLA PARATIA E CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI

Il diaframma e' una struttura deformabile, per cui in funzione degli spostamenti che assume e' in grado di mobilitare pressioni dal terreno circostante.

Nella trattazione classica per determinare le spinte sul tratto infisso della paratia si ipotizza che il terreno circostante sia in condizioni di equilibrio limite, per cui ipotizzata una deformata si possono determinare le zone attive e passive del terreno e le relative pressioni.

Questo modo di procedere da' buoni risultati nei problemi di progetto e nel caso si vogliano determinare dei valori globali di sicurezza mentre non permette di valutare con buona approssimazione i diagrammi delle sollecitazioni.

Inoltre un grande limite e' rappresentato dal fatto che i metodi classici non permettono di tenere in conto la presenza di piu' di un tirante.

Un modo piu' moderno di affrontare il problema dell'equilibrio delle paratie e' quello di utilizzare delle tecniche di soluzione piu' generali quali quello degli elementi finiti.

L'algoritmo di soluzione utilizzato nel programma si puo' riassumere nei seguenti passi principali:

- 1 - discretizzazione della paratia con elementi trave elastici
- 2 - modellazione dei tiranti con molle elastiche che reagiscono solo nel caso la paratia si allontani dal terreno (tiranti o sbadacchi)
- 2 - modellazione del terreno in cui e' infissa la paratia con molle non lineari con legame costitutivo di tipo bilatero.
- 3 - algoritmo di soluzione per sistemi di equazioni non lineari che utilizza la tecnica della matrice di rigidezza secante.
- 4 - calcolo degli spostamenti della paratia, in particolare gli spostamenti dei tiranti e del fondo scavo che danno preziose informazioni sull deformabilita' del sistema terreno- paratia.

DATI GENERALI DI CALCOLO E CARATTERISTICHE MATERIALI

- 5 - calcolo delle sollecitazioni degli elementi trave (taglio, momento)
6 - calcolo delle pressioni sul terreno dove e' infissa la paratia

3.1) Descrizione dell'algoritmo

Si discretizza la paratia in n-1 conci di trave connessi ad n nodi. Si calcola quindi la matrice di rigidezza elementare del concio e quindi si esegue l'assemblaggio della matrice globale. Ogni nodo presenta due gradi di liberta' (spostamento trasversale e rotazione), quindi avremo in totale 2*n gradi di liberta' globali.
La matrice di rigidezza assemblata di dimensioni (2n x 2n) risulta non invertibile in quando la struttura ammette moti rigidi.
I moti rigidi e quindi la labilita' della struttura vengono eliminati modellando il terreno in cui la paratia risulta infissa ed i tiranti.
Sia il terreno che i tiranti vengono modellati con delle molle i cui valori di rigidezza vengono sommati agli elementi diagonali della matrice globale. I tiranti hanno un legame costitutivo unilatero.

RIGIDEZZA DEL TIRANTE:

L = lunghezza A = Area del tirante/interasse
E = modulo elastico del tirante f = angolo di inclinazione
T = sforzo sul tirante/puntone v = spostamento

$$K = \frac{A * E}{L} * \cos(f)^2$$

T = K * v v >= 0
T = 0 v < 0 la paratia si avvicina al terreno

RIGIDEZZA DEL TERRENO (Bowles Fondazioni pag.649)

c = coesione, g peso specifico efficace, Nc, Nq, Ng coefficienti di portanza, z quota infissione)

$$K = 40 * (c * Nc + 0.5 * g * 1 * Ng) + 40 * (g * Nq * z)$$

Il legame costitutivo pressione terreno - spostamento v della paratia si assume di tipo non lineare bilatero:

v1 = 1.5 cm spostamento limite elastico

Pp = pressione passiva

Pu = min(u1*K, Pp) pressione massima sopportata dal terreno

$$P(v) = \begin{cases} K*v <= Pu & \text{fase elastica} \\ Pu & \text{se } K*v > Pu \text{ fase plastica} \end{cases}$$

Il sistema non lineare risolvibile risulta quindi:

K(v) matrice secante F = forze nodali

$$F = K(v) * v$$

$$v_i = \text{inv}(K(v_{i-1})) * F \quad i=0 \dots n$$

Risolto iterativamente il sistema non lineare si ottengono gli spostamenti nodali e quindi pressioni, sollecitazioni e forze ai tiranti.

E' importante al fine di una corretta verifica della paratia controllare lo spostamento al fondo scavo della paratia.

4) ANCORAGGI

La lunghezza minima del tirante e' determinata in maniera tale che la retta passante dalla punta estrema dell'ancoraggio e dal piede

DATI GENERALI DI CALCOLO E CARATTERISTICHE MATERIALI

del diaframma formi un angolo pari a $(45 - \varphi/2)$ con la verticale.

BLOCCO DI ANCORAGGIO:

Il blocco di ancoraggio, nell'ipotesi che esso sia continuo lungo tutta la lunghezza del diaframma, deve dimensionarsi sulla base di un coefficiente di sicurezza che vale:

$$u_a = \frac{\tau \cdot H_a \cdot (K_p - K_a)}{2 \cdot T_r}$$

dove:

τ = peso specifico del terreno
 H_a = affondamento del blocco di ancoraggio nel terreno
 K_p = coeff. di spinta passiva
 K_a = coeff. di spinta attiva
 T_r = forza di trazione sull'ancoraggio

BULBO DI ANCORAGGIO DI CALCESTRUZZO INIETTATO SOTTO PRESSIONE:

T_u = Sforzo resistente
 T_r = forza di trazione sull'ancoraggio
 u_a = coefficiente di sicurezza
 A = Area bulbo
 p_v = pressione verticale
 f = angolo di attrito del terreno
 K_o = $1 - \sin(f)$ spinta a riposo
 c = coesione

$$T_u = A \cdot (p_v \cdot K_o \cdot \tan(2/3 \cdot f) + 0.8 \cdot c)$$

$$u_a = T_u / T_r$$

5) VERIFICHE

Il programma esegue le verifiche di resistenza sugli elementi strutturali in funzione della tipologia della paratia.
Le verifiche verranno eseguite per tutte le tipologie a scelta dell'utente sia con il metodo delle tensioni ammissibili che con il metodo degli SLU.
Per la generica in particolare la verifica agli S.L.U. prevede solo l'utilizzo di materiali assimilabili ai sensi della normativa vigente all'acciaio Fe360, Fe430, Fe510.
In particolare per il metodo degli S.L.U. si prevede che le azioni di calcolo utilizzate per le verifiche di resistenza derivanti vengano incrementate di un coefficiente parziale pari a 1.50.
Per le sezioni in acciaio la verifica S.L.U. viene effettuato al limite elastico.
Le verifiche saranno effettuate, coerentemente con il metodo selezionato (T.A. S.L.U.), rispettando la normativa vigente per le strutture in c.a. ed in acciaio.
Le verifiche saranno effettuate sia sulla sezione della paratia che sugli elementi secondari quali cordoli in c.a. ed in acciaio, testata di ancoraggio in acciaio per le berlinesi.

Le sollecitazioni agenti sul cordolo vengono calcolate schematizzandolo come una trave continua caricata con forze concentrate.
Nel caso di cordoli in c.a. vengono effettuate le verifiche consuete per le travi soggette a momento flettente e taglio.
Nel caso di cordoli realizzati in acciaio vengono effettuate le seguenti verifiche:

- 1) verifica del profilo del longherone calcolato a trave continua e caricato con forze concentrate.
- 2) Verifica del comportamento a mensola della piattabanda del profilo a contatto con i pali della berlinese.
- 3) Verifica che la risultante inclinata del tirante sia interna alla

DATI GENERALI DI CALCOLO E CARATTERISTICHE MATERIALI

- area di contatto costituita dalle piattabande dei profili.
- 4) Verifica della piastra forata della testata sollecitata dal tiro del tirante irrigidita con eventuali nervature.
 - 5) Verifica della piastra forata della testata in corrispondenza dello incastro con le nervature laterali della testata. Verifica della saldature corrispondente di tipo II classe a T o completa penetrazione.

STRATIGRAFIA

SPECIFICHE DEI CAMPI DELLA TABELLA DI STAMPA

La simbologia riportata in tabella va interpretata secondo le descrizioni dei campi riportate di seguito:

Str. N.ro	: Numero dello strato
Spess.	: Spessore dello strato
Coesione	: Coesione
Rapp. ader/co	: Rapporto Aderenza/Coesione
Anq. attr.	: Angolo di attrito interno del terreno dello strato in esame
Peso spec.	: Peso specifico del terreno in situ
Peso effic.	: Peso specifico efficace del terreno saturo
Attr. terra-muro	: Angolo di attrito terra-muro
Descriz.	: Descrizione sintetica dello strato

COEFFICIENTI DI SPINTA

SPECIFICHE DEI CAMPI DELLA TABELLA DI STAMPA

La simbologia riportata in tabella va interpretata secondo le descrizioni dei campi riportate di seguito:

Ka	:	Coefficiente di spinta attiva
Kas	:	Coefficiente incremento della spinta attiva sismica
Kp	:	Coefficiente di spinta passiva

PRESSIONI ORIZZONTALI

SPECIFICHE DEI CAMPI DELLA TABELLA DI STAMPA

La simbologia riportata in tabella va interpretata secondo le descrizioni dei campi riportate di seguito:

Pg = pressioni (superiore e inferiore) da sovraccarico distribuito
Pl = pressioni da sovraccarico lineare

Pa = pressioni (superiore e inferiore) da spinta attiva
Pc = pressioni da coesione
Ps = pressioni (superiore e inferiore) da incremento sismico
Pn = pressioni inerziali

Pwm= pressioni interstiziali da monte
Pwv= pressioni interstiziali da valle
Pwms= Incremento sismico pressioni interstiziali da monte
Pwvs= Incremento sismico pressioni interstiziali da valle

Dove presente il dato del rigo superiore si riferisce alla pressione all' estremita' superiore e quello del rigo inferiore alla pressione all' estremita' inferiore del concio di paratia esaminato.

PRESS. RISULTANTI + SOLLECITAZIONI

SPECIFICHE DEI CAMPI DELLA TABELLA DI STAMPA

La simbologia riportata in tabella va interpretata secondo le descrizioni dei campi riportate di seguito:

Nro : Numero del concio a partire dalla testa della paratia
Quota : Quota del fondo del concio, a partire dalla testa della paratia
Pr : Pressione risultante orizzontale (superiore ed inferiore)
Pv : Pressione verticale risultante (superiore ed inferiore)
Mf : Momento flettente
N : Sforzo normale
Tg : Taglio (superiore ed inferiore)

Dove presente il dato del rigo superiore si riferisce al valore della grandezza all' 'estremita' superiore e quello del rigo inferiore al valore della grandezza all' 'estremita' inferiore del concio di paratia esaminato.

VERIFICHE DI SICUREZZA

SPECIFICHE DEI CAMPI DELLA TABELLA DI STAMPA

La simbologia riportata in tabella va interpretata secondo le descrizioni dei campi riportate di seguito:

METODO DI VERIFICA : STATI LIMITI ULTIMI

PARATIA CON SEZIONE RETTANGOLARE IN c.a.

Nr : Numero del concio a partire dalla testa della paratia
Quota : Quota del fondo del concio, a partire dalla testa della paratia
Mf : Momento flettente di progetto riferito ad una sezione di 1 m.
N : Sforzo normale di progetto riferito ad una sezione di 1 m.
Am : Area armature posta sul lembo di monte di una sezione di 1 m.
Av : Area armature posta sul lembo di valle di una sezione di 1 m.
Mu : Momento resistente ultimo relativo ad una sezione di 1 m.
T : Taglio di progetto agente su una sezione di 1 m.
Tu : Taglio resistente ultimo relativo ad una sezione di 1 m.
passo st.: Passo armature di ripartizione di progetto

PARATIA CON PALI IN c.a.

Nr : Numero del concio a partire dalla testa della paratia
Quota : Quota del fondo del concio, a partire dalla testa della paratia
Mf : Momento flettente di progetto riferito ad un singolo palo
N : Sforzo normale di progetto riferito ad un singolo palo
Aa : Area armature riferito ad un singolo palo
Mu : Momento resistente ultimo riferito ad un singolo palo
T : Taglio di progetto riferito ad un singolo palo
Tu : Taglio resistente ultimo riferito ad un singolo palo
passo st.: Passo armature di ripartizione di progetto

PARATIA CON SEZIONE IN ACCIAIO (BERLINESE E GENERICA)

Nr : Numero del concio a partire dalla testa della paratia
Quota : Quota del fondo del concio, a partire dalla testa della paratia
Mf : Momento flettente agente sul singolo profilo o palo
N : Sforzo normale agente sul singolo profilo o palo
T : Taglio agente sul singolo profilo o palo
oM : Tensione normale dovuta a momento flettente
oN : Tensione normale dovuta a sforzo normale
t : Tensione tangenziale
oideale : Tensione ideale. Viene stampato "NOVER" in caso ecceda il valore limite elastico

CORDOLO IN CALCESTRUZZO ARMATO

N.ro : Numero del cordolo
Mf : Momento flettente massimo
Aa : Armatura simmetrica posizionata sul lembo teso/compresso
Mu : Momento ultimo di progetto
T : Taglio massimo
Tu : Taglio ultimo di progetto
passo st.: Passo staffe di progetto

CORDOLO IN ACCIAIO

N.ro : Numero del cordolo

VERIFICHE DI SICUREZZA

Sigla : Descrizione del profilo dei longheroni
Mf : Momento flettente massimo agente sul singolo longherone
T : Taglio massimo agente sul singolo longherone
SigM : Tensione normale agente sulla sezione del longherone
Tau : Tensione tangenziale agente sulla sezione del longherone
SigI : Tensione ideale agente sulla sezione del longherone. Viene stampato "NOVER" in caso ecceda il valore limite elastico.
SigC : Tensione normale agente sulla sezione di incastro della piattabanda del longherone a causa della pressione di contatto longherone palo. Viene stampato "NOVER" in caso ecceda il valore limite elastico.
Mf : Momento flettente agente sulla sezione forata della piastra
T : Taglio massima agente sulla piastra
SigM : Tensione normale agente sulla sezione forata della piastra
Tau : Tensione tangenziale massima sulla piastra
SigI : Tensione ideale agente sulla sezione forata della piastra. Viene stampato "NOVER" in caso ecceda il valore limite elastico.
Mfi : Momento flettente agente sulla sezione saldata d'incastro della piastra
SigS : Tensione normale agente sulla saldatura d'incastro della piastra.
SigI : Tensione ideale agente sulla saldatura d'incastro della piastra. Viene stampato "NOVER" in caso ecceda il valore limite elastico.
Mf : Momento flettente agente sulla sezione delle nervatura laterale ad altezza variabile
N : Sforzo normale massimo agente sulla sezione delle nervatura laterale ad altezza variabile
T : Taglio massimo agente sulla sezione delle nervatura laterale ad altezza variabile
SigM : Tensione normale dovuta a momento flettente agente sulla sezione della nervatura laterale in corrispondenza dell'asse del tirante
SigN : Tensione normale dovuta a Sforzo Normale agente sulla sezione della nervatura laterale in corrispondenza dell'asse del tirante
Tau : Tensione tangenziale massima tra la sezione della nervatura laterale in corrispondenza dell'asse del tirante e la sezione di appoggio sul longherone.
SigI : Tensione ideale massima tra la sezione della nervatura laterale in corrispondenza dell'asse del tirante e la sezione di appoggio sul longherone. Viene stampato "NOVER" in caso ecceda il valore limite elastico.

CEDIMENTI VERTICALI TERRENO DI MONTE

SPECIFICHE DEI CAMPI DELLA TABELLA DI STAMPA

La simbologia riportata in tabella va interpretata secondo le descrizioni dei campi riportate di seguito:

CEDIMENTI VERTICALI TERRENO DI MONTE

Tipo di Analisi : Indica il tipo di combinazione e di tabella dei materiali a
Comb. N.ro : Numero combinazione della tabella associata al tipo di anal
SLU M2, RARA, FREQUENTE, QUASI PERMANENTE)

Volume (mc) : Volume del terreno deformato
DistMax (m.) : Distanza massima orizzontale dalla paratia alla quale si an

Ced.x =0 : Cedimento verticale a ridosso della paratia
Ced.x =1/4 : Cedimento verticale ad 1/4 della distanza massima
Ced.x =2/4 : Cedimento verticale ad 2/4 della distanza massima
Ced.x =3/4 : Cedimento verticale ad 3/4 della distanza massima

DATI GENERALI DI CALCOLO E CARATTERISTICHE MATERIALI

D A T I G E N E R A L I			
P A R A M E T R I S I S M I C I			
Vita Nominale (Anni)	50	Classe d' Uso	TERZA
Longitudine Est (Grd)	15,28622	Latitudine Nord (Grd)	40,03355
Categoria Suolo	B	Coeff. Condiz. Topogr.	1,00000
P A R A M E T R I S I S M I C I S.L.D.			
Probabilita' Pvr	0,63	Periodo Ritorno Anni	75,00
Accelerazione Ag/g	0,04	Fattore Stratigr. 'S'	1,20
P A R A M E T R I S I S M I C I S.L.V.			
Probabilita' Pvr	0,10	Periodo Ritorno Anni	712,00
Accelerazione Ag/g	0,10	Fattore Stratigr. 'S'	1,20
C O E F F I C I E N T I D I S P I N T A S I S M I C A			
Coeff. deformab. Alfa	1,00	Coeff. Spostam. Beta	0,65
Coeff. Orizzontale	0,08	Coeff. Verticale	0,04
D A T I P A R A T I A			
Tipo diaframma		A SBALZO	
Moto di filtrazione		ASSENTE	
Tipo di paratia		PALI IN C.A.	
Tipo verifica sezioni		D.M. 2018	
Numero Condizioni di Carico		2	
Numero Fasi di calcolo		11	
Sbancamento Aggiuntivo Quota Tirante		[m]	1,00
Modellazione Molle con diagramma P-Y		ELASTO-PLASTICO	
C O E F F I C I E N T I P A R Z I A L I G E O T E C N I C A			
		TABELLA M1	TABELLA M2
Tangente Resist. Taglio		1,00	1,25
Peso Specifico		1,00	1,00
Coesione Efficace (c'k)		1,00	1,25
Resist. a taglio NON drenata (cuk)		1,00	1,40

DATI GENERALI DI CALCOLO E CARATTERISTICHE MATERIALI

C E M E N T O A R M A T O P A R A T I E							
Classe Calcestruzzo	C25/30			Classe Acciaio	B450C		
Modulo Elastico CLS	314758	kg/cm ²		Modulo Elastico Acc	2100000	kg/cm ²	
Coeff. di Poisson	0,2			Tipo Armatura	SENSIBILI		
Resist. Car. CLS 'f _{ck} '	250,0	kg/cm ²		Tipo Ambiente	AGGRESS. XC4		
Resist. Calcolo 'f _{cd} '	141,0	kg/cm ²		Resist. Car. Acc 'f _{yk} '	4500,0	kg/cm ²	
Tens. Max. CLS 'f _{cd} '	141,0	kg/cm ²		Tens. Rott. Acc 'f _{tk} '	4500,0	kg/cm ²	
Def. Lim. El. CLS 'ε _{co} '	0,20	‰		Resist. Calcolo 'f _{yd} '	3913,0	kg/cm ²	
Def. Lim. Ult. CLS 'ε _{cu} '	0,35	‰		Def. Lim. Ult. Acc 'ε _{yk} '	1,00	‰	
Fessura Max. Comb. Rare		mm		Sigma CLS Comb. Rare	150,0	kg/cm ²	
Fessura Max. Comb. Perm	0,0	mm		Sigma CLS Comb. Perm	112,0	kg/cm ²	
Fessura Max. Comb. Freq	0,2	mm		Sigma Acc Comb. Rare	3600,0	kg/cm ²	
Peso Spec. CLS Armato	2500	kg/m ³					

DATI GENERALI DI CALCOLO E CARATTERISTICHE MATERIALI

C E M E N T O A R M A T O P A L I							
Copriferro				3,0	cm		
Passo minimo armatura staffe				10	cm		
Passo massimo armatura staffe				30	cm		
Step passo armatura staffe				5	cm		
Diametro ferro staffe				8	mm		
Tipo staffatura				Elicoidale			
Diametro ferro armatura longitudinale				14	mm		
Numero minimo ferri per palo				6	--		

GEOMETRIA PARATIA

G E O M E T R I A D I A F R A M M A					
Diametro pali	[m]		0,60		
Interasse pali	[m]		0,90		
Modulo elastico pali [kg/cm ²]			300000,00		
Quota estradosso terrapieno	[m]		0,20		
Spessore terrapieno	[m]		3,50		
Profondita' di infissione	[m]		4,00		
Quota falda di monte	[m]		15,00		
Quota falda di valle	[m]		15,00		
Inclinazione terrapieno di monte [°]			0,00		
Inclinazione terrapieno di valle [°]			0,00		
Distanza terrapieno orizzontale	[m]		0,00		
Passo di discretizzazione	[m]		1,00		
Rigidezza alla trasl. orizz.	[t/m]		1,00		

GEOMETRIA PARATIA

G E O M E T R I A D I A F R A M M A		
Rigidezza alla rotazione	[t]	1,00
Numero file pali		1
Tipo sfalsamento pali		Pali Allineati
Interasse file	[m]	0,10
Aggetto minimo	[m]	0,50

GEOMETRIA PARATIA

C O R D O L O D I T E S T A I N C . L . S .		
Aggetto lato valle	[m]	0,30
Aggetto lato monte	[m]	0,30
Altezza	[m]	0,60

STRATIGRAFIA

S T R A T I G R A F I A									
Strato N.ro	Spess. m	Coes. kg/cm ²	Rapp. ader/co	Ang.attr Grd	Peso spec kg/m ³	Peso effie kg/m ³	Attr. terra-muro	Kv Orizz kg/cm ²	Descrizione
1	8,00	4.240	1.000	45,00	2880	2000	1,00	12,85	PRIMO STRA

PRESSIONI DIRETTE - CONDIZIONE DI CARICO N.ro: 1

C A R I C H I D I R E T T I		
N.ro	Quota m	Carico kg/m
1	3,00	100,00

C A R I C H I D I R E T T I		
N.ro	Quota m	Carico kg/m

SOVRACCARICHI - CONDIZIONE DI CARICO N.ro: 1

S O V R A C C A R I C H I		
Sovraccarico uniform. distrib. sul terrapieno	[kg/mq]:	500,00
Distanza del sovraccarico distrib. dalla paratia	[m]:	0,00
Distanza verticale del carico dal piano di campagna	[m]:	0,00
Sovraccarico lineare sul terrapieno	[kg/m]:	500,00
Distanza del sovraccarico lineare dalla paratia	[m]:	2,00
Distanza verticale del carico dal piano di campagna	[m]:	0,00
Forza verticale concentrata sulla paratia	[kg]:	0
Eccentricita' forza verticale dalla mezzzeria paratia	[m]:	0,00

COMBINAZIONI CARICHI

C O M B I N A Z I O N I D I C A R I C O S.L.E. F R E Q.											
Comb	Cond.1	Cond.2	Cond.3	Cond.4	Cond.5	Cond.6	Cond.7	Cond.8	Cond.9	Cond10	Sisma
1	1,00	0,30									
2	1,00	0,50									

COMBINAZIONI CARICHI

C O M B I N A Z I O N I D I C A R I C O S.L.E. P E R M.											
Comb	Cond.1	Cond.2	Cond.3	Cond.4	Cond.5	Cond.6	Cond.7	Cond.8	Cond.9	Cond10	Sisma
1	1,00	0,30									

COMBINAZIONI CARICHI

C O M B I N A Z I O N I D I C A R I C O S.L.U. F A S I C O S T R U T T I V E											
Comb	Cond.1	Cond.2	Cond.3	Cond.4	Cond.5	Cond.6	Cond.7	Cond.8	Cond.9	Cond10	Sisma
1	1,40	0,00									

COEFFICIENTI DI SPINTA

		T A B E L L A 'A1'			T A B E L L A 'A2'		
N.ro	Quota m	Ka	Kas	Kp	Ka	Kas	Kp
1	0,20	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000
2	1,37	0,17037	0,03327	6,08182	0,22912	0,03858	4,49039
3	2,53	0,17037	0,03327	6,08182	0,22912	0,03858	4,49039
4	3,70	0,17037	0,03327	6,08182	0,22912	0,03858	4,49039
5	4,87			6,08182			4,49039
6	6,04			6,08182			4,49039
7	7,21			6,08182			4,49039
8	8,38			6,08182			4,49039

PRESSIONI ORIZZONTALI - CONDIZIONE N.ro: 1

		T A B E L L A 'A1'		T A B E L L A 'A2'	
N.ro	Quota m	Pq Kg/m	P1 Kg/m	Pq Kg/m	P1 Kg/m
1	0,20	0	0	0	0
2	1,37	0	0	0	0
3	2,53	85	28	115	28
4	3,70	85	47	115	47

PRESSIONI ORIZZONTALI - CONDIZIONE N.ro: 2

N.ro	Quota m	T A B E L L A 'A1'		T A B E L L A 'A2'	
		Pq Kg/m	Pl Kg/m	Pq Kg/m	Pl Kg/m
1	0,20	0	0	0	0
2	1,37	0	0	0	0
3	2,53	0	0	0	0
4	3,70	0	0	0	0

PRESSIONI ORIZZONTALI

N.ro	Quota m	T A B E L L A 'A1'		T A B E L L A 'A2'		Pa Kg/m	Pv Kg/m	Pv Kg/m	Pva Kg/m	Pva Kg/m
		Pa Kg/m	Pv Kg/m	Pa Kg/m	Pv Kg/m					
1	0,20	0	0	0	0	59	0	0	0	0
2	1,37	572	-49900	770	-49923	130	59	0	0	0
3	2,53	572	-49900	770	-49923	130	59	0	0	0
4	3,70	1145	-49900	1540	-49923	259	59	0	0	0

PRESS. RISULTANTI + SOLLECITAZIONI - SLU M1 - COMBINAZIONE N.ro: 1

PRESSIONI RISULTANTI E SOLLECITAZIONI						
N.ro	Quota m	Pr Kg/m	Pv Kg/m	Mf Kg•m/m	N Kg/m	Tg Kg/m
1	0,20	0 10	0 0	0 0	-158	0 1
2	1,37	0 0	0 0	-1	-1075	1 1
3	2,53	0 0	0 0	-2	-1991	1 1
4	3,70	0 -2	0 0	-4	-2907	1 1
5	4,70	-2 -1	176 226	-3	-3492	1 -1
6	5,70	-1 0	226 276	-1	-4026	-1 -1
7	6,70	0 1	276 327	0	-4509	-1 -1
8	7,70	1 1	327 377	0	-4943	-1 0

PRESS. RISULTANTI + SOLLECITAZIONI - SLU M1 - COMBINAZIONE N.ro: 1

CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE SUL PALO				
N.ro	Quota m	Mf Kg•m	N Kg	Tg Kg
1	0,20	0	-143	1
2	1,37	-1	-967	1
3	2,53	-2	-1792	1
4	3,70	-3	-2617	1
5	4,70	-3	-3142	-1
6	5,70	-1	-3623	-1
7	6,70	0	-4059	-1
8	7,70	0	-4449	0

PRESS. RISULTANTI + SOLLECITAZIONI - SLU M1 - COMBINAZIONE N.ro: 2

PRESSIONI RISULTANTI E SOLLECITAZIONI						
N.ro	Quota m	Pr Kg/m	Pv Kg/m	Mf Kg•m/m	N Kg/m	Tg Kg/m
1	0,20	0 10	0 0	0 0	-158	0 1
2	1,37	0 0	0 0	-1	-1075	1 1
3	2,53	0 0	0 0	-2	-1991	1 1
4	3,70	0 -2	0 0	-4	-2907	1 1
5	4,70	-2 -1	176 226	-3	-3492	1 -1
6	5,70	-1 0	226 276	-1	-4026	-1 -1
7	6,70	0 1	276 327	0	-4509	-1 -1
8	7,70	1 1	327 377	0	-4943	-1 0

PRESS. RISULTANTI + SOLLECITAZIONI - SLU M1 - COMBINAZIONE N.ro: 2

CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE SUL PALO				
N.ro	Quota m	Mf Kg·m	N Kg	Tg Kg
1	0,20	0	-143	1
2	1,37	-1	-967	1
3	2,53	-2	-1792	1
4	3,70	-3	-2617	1
5	4,70	-3	-3142	-1
6	5,70	-1	-3623	-1
7	6,70	0	-4059	-1
8	7,70	0	-4449	0

PRESS. RISULTANTI + SOLLECITAZIONI - SLU M1 - COMBINAZIONE N.ro: 3

PRESSIONI RISULTANTI E SOLLECITAZIONI						
N.ro	Quota m	Pr Kg/m	Pv Kg/m	Mf Kg·m/m	N Kg/m	Tg Kg/m
1	0,20	59 66	-1 -1	0 -1	-158	0 13
2	1,37	0 0	0 0	-16	-1074	13 13
3	2,53	0 0	0 0	-31	-1991	13 13
4	3,70	0 -22	0 0	-45	-2907	13 13
5	4,70	-22 -9	176 226	-36	-3491	13 -14
6	5,70	-9 5	226 276	-17	-4025	-14 -16
7	6,70	5 9	276 327	-4	-4509	-16 -9
8	7,70	9 9	327 377	0	-4943	-9 0

PRESS. RISULTANTI + SOLLECITAZIONI - SLU M1 - COMBINAZIONE N.ro: 3

CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE SUL PALO				
N.ro	Quota m	Mf Kg•m	N Kg	Tg Kg
1	0,20	-1	-142	11
2	1,37	-14	-967	11
3	2,53	-27	-1792	11
4	3,70	-41	-2616	11
5	4,70	-32	-3142	-13
6	5,70	-16	-3623	-14
7	6,70	-4	-4058	-8
8	7,70	0	-4448	0

PRESS. RISULTANTI + SOLLECITAZIONI - SLU M2 - COMBINAZIONE N.ro: 1

PRESSIONI RISULTANTI E SOLLECITAZIONI						
N.ro	Quota m	Pr Kg/m	Pv Kg/m	Mf Kg•m/m	N Kg/m	Tg Kg/m
1	0,20	0 9	0 0	0 0	-158	0 1
2	1,37	0 0	0 0	-1	-1075	1 1
3	2,53	0 0	0 0	-2	-1991	1 1
4	3,70	0 -2	0 0	-3	-2907	1 1
5	4,70	-2 -1	176 226	-2	-3491	1 -1
6	5,70	-1 0	226 276	-1	-4026	-1 -1
7	6,70	0 1	276 327	0	-4509	-1 -1
8	7,70	1 1	327 377	0	-4943	-1 0

PRESS. RISULTANTI + SOLLECITAZIONI - SLU M2 - COMBINAZIONE N.ro: 1

CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE SUL PALO				
N.ro	Quota m	Mf Kg•m	N Kg	Tg Kg
1	0,20	0	-142	1
2	1,37	-1	-967	1
3	2,53	-2	-1792	1
4	3,70	-3	-2616	1
5	4,70	-2	-3142	-1
6	5,70	-1	-3623	-1
7	6,70	0	-4058	-1
8	7,70	0	-4449	0

PRESS. RISULTANTI + SOLLECITAZIONI - SLU M2 - COMBINAZIONE N.ro: 2

PRESSIONI RISULTANTI E SOLLECITAZIONI						
N.ro	Quota m	Pr Kg/m	Pv Kg/m	Mf Kg•m/m	N Kg/m	Tg Kg/m
1	0,20	0 9	0 0	0 0	-158	0 1
2	1,37	0 0	0 0	-1	-1075	1 1
3	2,53	0 0	0 0	-2	-1991	1 1
4	3,70	0 -2	0 0	-3	-2907	1 1
5	4,70	-2 -1	176 226	-2	-3491	-1 -1
6	5,70	-1 0	226 276	-1	-4026	-1 -1
7	6,70	0 1	276 327	0	-4509	-1 -1
8	7,70	1 1	327 377	0	-4943	-1 0

PRESS. RISULTANTI I + SOLLECITAZIONI - SLU M2 - COMBINAZIONE N.ro: 2

CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE SUL PALO				
N.ro	Quota m	Mf Kg•m	N Kg	Tg Kg
1	0,20	0	-142	1
2	1,37	-1	-967	1
3	2,53	-2	-1792	1
4	3,70	-3	-2616	1
5	4,70	-2	-3142	-1
6	5,70	-1	-3623	-1
7	6,70	0	-4058	-1
8	7,70	0	-4449	0

PRESS. RISULTANTI I + SOLLECITAZIONI - SLU M2 - COMBINAZIONE N.ro: 3

PRESSIONI RISULTANTI E SOLLECITAZIONI						
N.ro	Quota m	Pr Kg/m	Pv Kg/m	Mf Kg•m/m	N Kg/m	Tg Kg/m
1	0,20	59 66	-1 -1	0 -1	-158	0 13
2	1,37	0 0	0 0	-16	-1074	13 13
3	2,53	0 0	0 0	-31	-1991	13 13
4	3,70	0 -22	0 0	-45	-2907	13 13
5	4,70	-22 -9	176 226	-36	-3491	13 -14
6	5,70	-9 5	226 276	-17	-4025	-14 -16
7	6,70	5 9	276 327	-4	-4509	-16 -9
8	7,70	9 9	327 377	0	-4943	-9 0

PRESS. RISULTANTI + SOLLECITAZIONI - SLU M2 - COMBINAZIONE N.ro: 3

CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE SUL PALO				
N.ro	Quota m	Mf Kg•m	N Kg	Tg Kg
1	0,20	-1	-142	11
2	1,37	-14	-967	11
3	2,53	-27	-1792	11
4	3,70	-41	-2616	11
5	4,70	-32	-3142	-13
6	5,70	-16	-3623	-14
7	6,70	-4	-4058	-8
8	7,70	0	-4448	0

PRESS. RISULTANTI + SOLLECITAZIONI - COMBINAZIONE RARA N.ro: 1

PRESSIONI RISULTANTI E SOLLECITAZIONI						
N.ro	Quota m	Pr Kg/m	Pv Kg/m	Mf Kg•m/m	N Kg/m	Tg Kg/m
1	0,20	0 7	0 0	0 0	-158	0 1
2	1,37	0 0	0 0	-1	-1074	1 1
3	2,53	0 0	0 0	-2	-1991	1 1
4	3,70	0 -1	0 0	-2	-2907	1 1
5	4,70	-1 0	176 226	-2	-3491	1 -1
6	5,70	0 0	226 276	-1	-4025	-1 -1
7	6,70	0 0	276 327	0	-4509	-1 0
8	7,70	0 0	327 377	0	-4943	0 0

PRESS. RISULTANTI + SOLLECITAZIONI - COMBINAZIONE RARA N.ro: 1

CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE SUL PALO				
N.ro	Quota m	Mf Kg•m	N Kg	Tg Kg
1	0,20	0	-142	1
2	1,37	-1	-967	1
3	2,53	-1	-1792	1
4	3,70	-2	-2616	1
5	4,70	-2	-3142	-1
6	5,70	-1	-3623	-1
7	6,70	0	-4058	0
8	7,70	0	-4448	0

PRESS. RISULTANTI + SOLLECITAZIONI - COMBINAZIONE RARA N.ro: 2

PRESSIONI RISULTANTI E SOLLECITAZIONI						
N.ro	Quota m	Pr Kg/m	Pv Kg/m	Mf Kg•m/m	N Kg/m	Tg Kg/m
1	0,20	$\frac{0}{7}$	$\frac{0}{0}$	$\frac{0}{0}$	-158	$\frac{0}{1}$
2	1,37	$\frac{0}{0}$	$\frac{0}{0}$	-1	-1074	$\frac{1}{1}$
3	2,53	$\frac{0}{0}$	$\frac{0}{0}$	-2	-1991	$\frac{1}{1}$
4	3,70	$\frac{0}{-1}$	$\frac{0}{0}$	-2	-2907	$\frac{1}{1}$
5	4,70	$\frac{-1}{0}$	$\frac{176}{226}$	-2	-3491	$\frac{1}{-1}$
6	5,70	$\frac{0}{0}$	$\frac{226}{276}$	-1	-4025	$\frac{-1}{-1}$
7	6,70	$\frac{0}{0}$	$\frac{276}{327}$	0	-4509	$\frac{-1}{0}$
8	7,70	$\frac{0}{0}$	$\frac{327}{377}$	0	-4943	$\frac{0}{0}$

PRESS. RISULTANTI + SOLLECITAZIONI - COMBINAZIONE RARA N.ro: 2

CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE SUL PALO				
N.ro	Quota m	Mf Kg•m	N Kg	Tg Kg
1	0,20	0	-142	1
2	1,37	-1	-967	1
3	2,53	-1	-1792	1
4	3,70	-2	-2616	1
5	4,70	-2	-3142	-1
6	5,70	-1	-3623	-1
7	6,70	0	-4058	0
8	7,70	0	-4448	0

PRESS. RISULTANTI + SOLLECITAZIONI - COMBINAZIONE FREQUENTE N.ro: 1

PRESSIONI RISULTANTI E SOLLECITAZIONI						
N.ro	Quota m	Pr Kg/m	Pv Kg/m	Mf Kg•m/m	N Kg/m	Tg Kg/m
1	0,20	0 7	0 0	0 0	-158	0 1
2	1,37	0 0	0 0	-1	-1074	1 1
3	2,53	0 0	0 0	-2	-1991	1 1
4	3,70	0 -1	0 0	-2	-2907	1 1
5	4,70	-1 0	176 226	-2	-3491	1 -1
6	5,70	0 0	226 276	-1	-4025	-1 -1
7	6,70	0 0	276 327	0	-4509	-1 0
8	7,70	0 0	327 377	0	-4943	0 0

PRESS. RISULTANTI + SOLLECITAZIONI - COMBINAZIONE FREQUENTE N.ro: 1

CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE SUL PALO				
N.ro	Quota m	Mf Kg•m	N Kg	Tg Kg
1	0,20	0	-142	1
2	1,37	-1	-967	1
3	2,53	-1	-1792	1
4	3,70	-2	-2616	1
5	4,70	-2	-3142	-1
6	5,70	-1	-3623	-1
7	6,70	0	-4058	0
8	7,70	0	-4448	0

PRESS. RISULTANTI + SOLLECITAZIONI - COMBINAZIONE FREQUENTE N.ro: 2

PRESSIONI RISULTANTI E SOLLECITAZIONI						
N.ro	Quota m	Pr Kg/m	Pv Kg/m	Mf Kg•m/m	N Kg/m	Tg Kg/m
1	0,20	0 7	0 0	0 0	-158	0 1
2	1,37	0 0	0 0	-1	-1074	1 1
3	2,53	0 0	0 0	-2	-1991	1 1
4	3,70	0 -1	0 0	-2	-2907	1 1
5	4,70	-1 0	176 226	-2	-3491	1 -1
6	5,70	0 0	226 276	-1	-4025	-1 -1
7	6,70	0 0	276 327	0	-4509	-1 0
8	7,70	0 0	327 377	0	-4943	0 0

PRESS. RISULTANTI + SOLLECITAZIONI - COMBINAZIONE FREQUENTE N.ro: 2

CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE SUL PALO				
N.ro	Quota m	Mf Kg•m	N Kg	Tg Kg
1	0,20	0	-142	1
2	1,37	-1	-967	1
3	2,53	-1	-1792	1
4	3,70	-2	-2616	1
5	4,70	-2	-3142	-1
6	5,70	-1	-3623	-1
7	6,70	0	-4058	0
8	7,70	0	-4448	0

PRESS. RISULTANTI + SOLLECITAZIONI - COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE N.ro: 1

PRESSIONI RISULTANTI E SOLLECITAZIONI						
N.ro	Quota m	Pr Kg/m	Pv Kg/m	Mf Kg•m/m	N Kg/m	Tg Kg/m
1	0,20	0 7	0 0	0 0	-158	0 1
2	1,37	0 0	0 0	-1	-1074	1 1
3	2,53	0 0	0 0	-2	-1991	1 1
4	3,70	0 -1	0 0	-2	-2907	1 1
5	4,70	-1 0	176 226	-2	-3491	1 -1
6	5,70	0 0	226 276	-1	-4025	-1 -1
7	6,70	0 0	276 327	0	-4509	-1 0
8	7,70	0 0	327 377	0	-4943	0 0

PRESS. RISULTANTI + SOLLECITAZIONI - COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE N.ro: 1

CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE SUL PALO				
N.ro	Quota m	Mf Kg•m	N Kg	Ig Kg
1	0,20	0	-142	1
2	1,37	-1	-967	1
3	2,53	-1	-1792	1
4	3,70	-2	-2616	1
5	4,70	-2	-3142	-1
6	5,70	-1	-3623	-1
7	6,70	0	-4058	0
8	7,70	0	-4448	0

VERIFICHE DI SICUREZZA

R I S U L T A T I D I C A L C O L O	
Momento flettente massimo [kg•m/m]	-45
Quota di momento flettente massimo [m]	3,70
Spostamento a fondo scavo [mm]	0,00
Scarto finale della analisi non lineare (E-04)	0
Convergenza analisi non lineare	SODDISFATTA
Infissione analisi non lineare	SUFFICIENTE
Coefficiente di sicurezza dell' infissione	NON ESEGUITA
Moltiplicatore di collasso dei carichi	10,0000

VERIFICHE DI RESISTENZA TIRANTI - SLU M1 - COMBINAZIONE N.ro: 1

VERIFICHE DI RESISTENZA SEZIONI PARATIA A FLESSIONE

VERIFICHE SEZIONI PARATIA IN C.L.S.								
Nr.	Quota (m)	Mf (kgm)	N (Kg)	Aa (cmq)	Mu (kgm)	T (kg)	Tu (Kg)	passo st. (cm.)
1	0,20	-1		9,2	-1	11	11488	30
2	1,37	-14		9,2	-14	11	11488	30
3	2,53	-27		9,2	-27	11	11488	30
4	3,70	-41		9,2	-41	11	11488	30
5	4,70	-32		9,2	-32	-13	11488	30
6	5,70	-16		9,2	-16	-14	11488	30
7	6,70	-4		9,2	-4	-8	11488	30
8	7,70	0		9,2	1	0	11488	30

VERIFICHE DI RESISTENZA TIRANTI - SLU M1 - COMBINAZIONE N.ro: 2

VERIFICHE DI RESISTENZA TIRANTI - SLU M1 - COMBINAZIONE N.ro: 3

VERIFICHE DI RESISTENZA TIRANTI - COMBINAZIONE RARA N.ro: 1

VERIFICHE DI RESISTENZA TIRANTI - COMBINAZIONE RARA N.ro: 2

VERIFICHE DI RESISTENZA TIRANTI - COMBINAZIONE FREQUENTE N.ro: 1

VERIFICHE DI RESISTENZA TIRANTI - COMBINAZIONE FREQUENTE N.ro: 2

VERIFICHE DI RESISTENZA TIRANTI - COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE N.ro: 1

CEDIMENTI VERTICALI TERRENO DI MONTE

Tipo di Analisi	Comb. N.ro	Volume (mc)	DistMax (m)	Ced.x=0 mm	Ced.1/4 mm	Ced.2/4 mm	Ced.3/4 mm
SLU M1	1	0,000	1,53	0,0	0,0	0,0	0,0
SLU M1	2	0,000	1,53	0,0	0,0	0,0	0,0
SLU M1	3	0,000	1,53	0,1	0,1	0,0	0,0
SLU M2	1	0,000	1,53	0,0	0,0	0,0	0,0
SLU M2	2	0,000	1,53	0,0	0,0	0,0	0,0
SLU M2	3	0,000	1,53	0,1	0,1	0,0	0,0
RARA	1	0,000	1,53	0,0	0,0	0,0	0,0
RARA	2	0,000	1,53	0,0	0,0	0,0	0,0
FREQ.	1	0,000	1,53	0,0	0,0	0,0	0,0
FREQ.	2	0,000	1,53	0,0	0,0	0,0	0,0
PERM.	1	0,000	1,53	0,0	0,0	0,0	0,0

SPOSTAMENTI ORIZZONTALI PARATIA - SLU M1 - COMBINAZIONE N.ro: 1

Quota m	SpostOriz (mm)	Quota m	SpostOriz (mm)	Quota m	SpostOriz (mm)	Quota m	SpostOriz (mm)	Quota m	SpostOriz (mm)
0.20 5.70	0.00 0.00	1.27 5.70	0.00 0.00	2.53 5.70	0.00 0.00	3.70	0.00	4.70	0.00

SPOSTAMENTI ORIZZONTALI PARATIA - SLU M1 - COMBINAZIONE N.ro: 2

Quota m	SpostOriz (mm)	Quota m	SpostOriz (mm)	Quota m	SpostOriz (mm)	Quota m	SpostOriz (mm)	Quota m	SpostOriz (mm)
0.20 5.70	0.00 0.00	1.37 6.70	0.00 0.00	2.53 7.70	0.00 0.00	3.70 7.70	0.00 0.00	4.70 7.70	0.00 0.00

SPOSTAMENTI ORIZZONTALI PARATIA - SLU M1 - COMBINAZIONE N.ro: 3

Quota m	SpostOriz (mm)	Quota m	SpostOriz (mm)	Quota m	SpostOriz (mm)	Quota m	SpostOriz (mm)	Quota m	SpostOriz (mm)
0.20 5.70	0.03 0.00	1.37 6.70	0.02 0.00	2.53 7.70	0.01 0.00	3.70 7.70	0.00 0.00	4.70 7.70	0.00 0.00

SPOSTAMENTI ORIZZONTALI PARATIA - SLU M2 - COMBINAZIONE N.ro: 1

Quota m	SpostOriz (mm)	Quota m	SpostOriz (mm)	Quota m	SpostOriz (mm)	Quota m	SpostOriz (mm)	Quota m	SpostOriz (mm)
0.20 5.70	0.00 0.00	1.37 6.70	0.00 0.00	2.53 7.70	0.00 0.00	3.70 7.70	0.00 0.00	4.70 7.70	0.00 0.00

SPOSTAMENTI ORIZZONTALI PARATIA - SLU M2 - COMBINAZIONE N.ro: 2

Quota m	SpostOriz (mm)	Quota m	SpostOriz (mm)	Quota m	SpostOriz (mm)	Quota m	SpostOriz (mm)	Quota m	SpostOriz (mm)
0.20 5.70	0.00 0.00	1.37 6.70	0.00 0.00	2.53 7.70	0.00 0.00	3.70 7.70	0.00 0.00	4.70 7.70	0.00 0.00

SPOSTAMENTI ORIZZONTALI PARATIA - SLU M2 - COMBINAZIONE N.ro: 3

Quota m	SpostOriz (mm)	Quota m	SpostOriz (mm)	Quota m	SpostOriz (mm)	Quota m	SpostOriz (mm)	Quota m	SpostOriz (mm)
0.20 5.70	0.03 0.00	1.37 6.70	0.02 0.00	2.53 7.70	0.01 0.00	3.70 7.70	0.00 0.00	4.70 7.70	0.00 0.00

SPOSTAMENTI ORIZZONTALI PARATIA - COMBINAZIONE RARA N.ro: 1

Quota m	SpostOriz (mm)	Quota m	SpostOriz (mm)	Quota m	SpostOriz (mm)	Quota m	SpostOriz (mm)	Quota m	SpostOriz (mm)
0.20 5.70	0.00 0.00	1.37 6.70	0.00 0.00	2.53 7.70	0.00 0.00	3.70 7.70	0.00 0.00	4.70 7.70	0.00 0.00

SPOSTAMENTI ORIZZONTALI PARATIA - COMBINAZIONE RARA N.ro: 2

Quota m	SpostOriz (mm)	Quota m	SpostOriz (mm)	Quota m	SpostOriz (mm)	Quota m	SpostOriz (mm)	Quota m	SpostOriz (mm)
0.20 5.70	0.00 0.00	1.37 6.70	0.00 0.00	2.53 7.70	0.00 0.00	3.70 7.70	0.00 0.00	4.70 7.70	0.00 0.00

SPOSTAMENTI ORIZZONTALI PARATIA - COMBINAZIONE FREQUENTE N.ro: 1

Quota m	SpostOriz (mm)	Quota m	SpostOriz (mm)	Quota m	SpostOriz (mm)	Quota m	SpostOriz (mm)	Quota m	SpostOriz (mm)
0.20 5.70	0.00 0.00	1.37 6.70	0.00 0.00	2.53 7.70	0.00 0.00	3.70	0.00	4.70	0.00

SPOSTAMENTI ORIZZONTALI PARATIA - COMBINAZIONE FREQUENTE N.ro: 2

Quota m	SpostOriz (mm)	Quota m	SpostOriz (mm)	Quota m	SpostOriz (mm)	Quota m	SpostOriz (mm)	Quota m	SpostOriz (mm)
0.20 5.70	0.00 0.00	1.37 6.70	0.00 0.00	2.53 7.70	0.00 0.00	3.70	0.00	4.70	0.00

SPOSTAMENTI ORIZZONTALI PARATIA - COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE N.ro: 1

Quota m	SpostOriz (mm)	Quota m	SpostOriz (mm)	Quota m	SpostOriz (mm)	Quota m	SpostOriz (mm)	Quota m	SpostOriz (mm)
0.20 5.70	0.00 0.00	1.37 6.70	0.00 0.00	2.53 7.70	0.00 0.00	3.70	0.00	4.70	0.00

DIAGRAMMI PRESSIONI E SOLLECITAZIONI PARATIA

