



COMUNE DI OSINI
Provincia dell'Ogliastra
PROGETTO ARCHITETTONICO

**REALIZZAZIONE DI N.7 ALLOGGI DI E.R.P.
 NELLA ZONA B2 SULLA CIRCONVALLAZIONE
 A SUD-OVEST DELL'ABITATO**

PROGRAMMA COSTRUTTIVO DI EDILIZIA RESIDENZIALE PUBBLICA

D.G.R. 10/12/2002 N° 39/97 – D.G.R. 20/10/2011 N° 42/23

FABBRICATI

N° 2

ALLOGGI

N° 7

VANI

N° 31.96

○ PRELIMINARE
PROGETTO ● DEFINITIVO
 ● ESECUTIVO

IL PROGETTISTA
 Dott. Ing. Guerino MURGIA

OGGETTO:

**PROGETTO
 STRUTTURALE:**

**RELAZIONE TECNICA
 E DI CALCOLO
 EDIFICI**

ALL.

ST.1

scala

data
 DICEMBRE 2014

agg.

agg.

agg.

I COLLABORATORI

Sophos Engineering s.r.l.
 Via Aosta n° 1 - 08100 NUORO
 Tel. 0784230351 Fax 07841826563

IL COMMITTENTE



azienda regionale per l'edilizia abitativa

DISTRETTO DI NUORO
 Via Piemonte n°2 - 08100 Nuoro
 (Tel. 0784/242200 - Fax 0784/32280)

*IL RESPONSABILE
 DEL PROCEDIMENTO*

Arch. Giovanni LAROCCA CONTE

RELAZIONE TECNICA GENERALE

RELAZIONE DI CALCOLO

1 - DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

L'edificio oggetto della relazione di calcolo si sviluppa per due piani fuori terra ed un seminterrato; la distribuzione planimetrica prevede al piano seminterrato l'accesso principale ed il garage, nei piani superiori sono allocati al piano terra la zona giorno con soggiorno, cucina e bagno e terrazza; al piano primo si ha la zona notte con due camere da letto, il bagno ed un balcon; i vari piani sono collegati da rampe di scale in c.a.. L'edificio ha un tetto a due falde

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

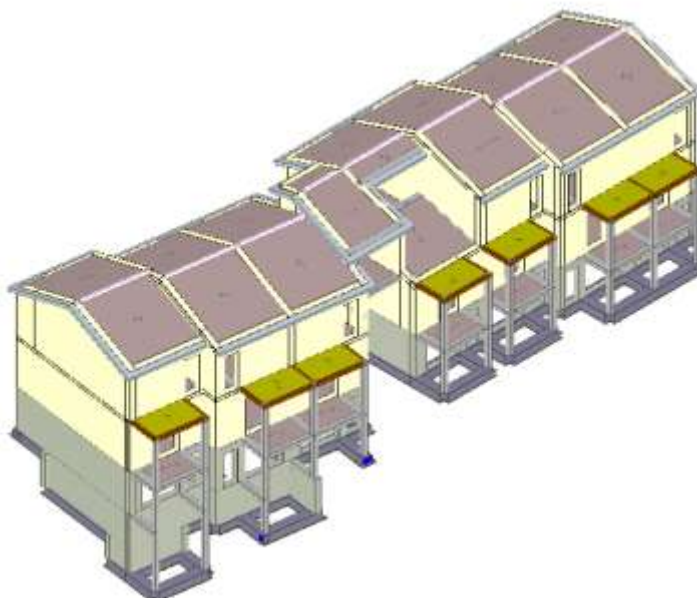
Vista Anteriore

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 14 gennaio 2008 (G.U. 4 febbraio 2008 n. 29 - Suppl. Ord.)

"Norme tecniche per le Costruzioni"

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

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

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

Eurocodice 6 - "Progettazione delle strutture di muratura" - ENV 1996-1-1.

CNR-DT 206/2007 - "Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo delle Strutture in Legno".

3 - MATERIALI IMPIEGATI E RESISTENZE DI CALCOLO

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

MATERIALI CALCESTRUZZO ARMATO

Caratteristiche Calcestruzzo Armato													
N	γ_k	CdT	E	G	Stz	R _{ck}	R _{cm}	%R _{ck}	γ_c	f _{cd}	f _{ctd}	f _{cfm}	n
	[N/m ³]	[1/°C]	[N/mm ²]	[N/mm ²]		[N/mm ²]	[N/mm ²]						n Ac
Cls C25/30_B450C - (C25/30)													
001	25.000	0,000010	31.447	13.103	P	30,00	-	0,85	1,50	14,11	1,19	3,07	15 002

LEGENDA Caratteristiche Calcestruzzo Armato

N	Numero identificativo del materiale.
γ_k	Peso specifico.
CdT	Coefficiente di Dilatazione Termica.
E	Modulo elastico normale.
G	Modulo elastico tangenziale.
Stz	Indica il 'Tipo Situazione': [F] = materiale 'di Fatto' (Esistente)(tiene conto del LC/FC); [P] = materiale 'di Progetto' (Nuovo);
R_{ck}	Resistenza caratteristica cubica.
R_{cm}	Resistenza media cubica.
%R_{ck}	Percentuale di riduzione della R _{ck}
γ_c	Coefficiente di sicurezza allo SLV 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	Coefficiente di omogeneizzazione.
n Ac	Identificativo, nella relativa tabella materiali, dell'acciaio utilizzato: [-] = parametro NON significativo per il materiale.

MATERIALI MURATURA

Caratteristiche Muratura													
N	γ_k	CdT	E	G	Stz	$\gamma_{m,v}$	$\gamma_{m,s}$	f _{cm(k)/} f _{cd,v/} f _{cd,s}	f _{tk/} f _{td,v/} f _{td,s}	f _{ck,0/} f _{cd,0,v/} f _{cd,0,s}	f _{vk0/} f _{vd0,v/} f _{vd0,s}	μ	λ
	[N/m ³]	[1/°C]	[N/mm ²]	[N/mm ²]				[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]		
Muratura in calcestruzzo cellulare autoclavato C.C.A. - (Mur)													
004	5.925	0,000010	1.100	440	P	2,00	2,00	3,30	0,100	3,30	0,100	0,40	20
								1,65	0,050	1,65	0,050		
								1,65	0,050	1,65	0,050		

Caratteristiche Muratura

N	γ_k	CdT	E	G	Stz	$\gamma_{m,v}$	$\gamma_{m,s}$	$\frac{f_{cm(k)}/f_{cd,v}/f_{cd,s}}{f_{cd,s}}$	$\frac{f_{tk}/f_{td,v}/f_{td,s}}{f_{td,s}}$	$\frac{f_{ck,0}/f_{cd,0,v}/f_{cd,0,s}}{f_{cd,0,s}}$	$\frac{f_{vk0}/f_{vd0,v}/f_{vd0,s}}{f_{vd0,s}}$	μ	λ	TRT	
	[N/m³]	[1/°C]	[N/mm²]	[N/mm²]				[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]			M	F

LEGENDA Caratteristiche Muratura

N	Numero identificativo del materiale.
γ_k	Peso specifico.
CdT	Coefficiente di Dilatazione Termica.
E	Modulo elastico normale.
G	Modulo elastico tangenziale.
Stz	Indica il 'Tipo Situazione': [F] = materiale 'di Fatto' (Esistente)(tiene conto del LC/FC); [P] = materiale 'di Progetto' (Nuovo);
$f_{cm(k)}/f_{cd,v}/f_{cd,s}$	$f_{cm(k)}$ = Resistenza a compressione: media nel caso di muri "di Fatto" (Esistenti); caratteristica nel caso di muri "di Progetto" (Nuovi). $f_{cd,v}$ = Resistenza di calcolo a compressione per combinazioni a carichi VERTICALI (funzione di $\gamma_{m,v}$ e LC/FC). $f_{cd,s}$ = Resistenza di calcolo a compressione per combinazioni SISMICHE (funzione di $\gamma_{m,s}$ e LC/FC).
$\gamma_{m,v}$	Coefficiente di sicurezza allo SLV della muratura nel caso di combinazioni a carichi VERTICALI (NON sismiche).
$\gamma_{m,s}$	Coefficiente di sicurezza allo SLV della muratura nel caso di combinazioni SISMICHE.
$f_{tk}/f_{td,v}/f_{td,s}$	f_{tk} = Resistenza caratteristica a trazione. $f_{td,v}$ = Resistenza di calcolo a trazione per combinazioni a carichi VERTICALI (funzione di $\gamma_{m,v}$ e LC/FC). $f_{td,s}$ = Resistenza di calcolo a trazione per combinazioni SISMICHE (funzione di $\gamma_{m,s}$ e LC/FC).
$f_{ck,0}/f_{cd,0,v}/f_{cd,0,s}$	$f_{ck,0}$ = Resistenza caratteristica a compressione orizzontale. $f_{cd,0,v}$ = Resistenza a compressione orizzontale di calcolo per combinazioni a carichi VERTICALI (funzione di $\gamma_{m,v}$ e LC/FC). $f_{cd,0,s}$ = Resistenza a compressione orizzontale di calcolo per combinazioni SISMICHE (funzione di $\gamma_{m,s}$ e LC/FC).
$f_{vk0}/f_{vd0,v}/f_{vd0,s}$	f_{vk0} = Resistenza caratteristica a taglio senza compressione. $f_{vd0,v}$ = Resistenza di calcolo a taglio senza compressione per combinazioni a carichi VERTICALI (funzione di $\gamma_{m,v}$ e LC/FC). $f_{vd0,s}$ = Resistenza di calcolo a taglio senza compressione per combinazioni SISMICHE (funzione di $\gamma_{m,s}$ e LC/FC).
μ	Coefficiente di attrito.
λ	Snellezza.
TRT M	Tipo rottura a taglio dei MASCHI: [1] = per scorrimento; [2] = per fessurazione diagonale; [3] = per scorrimento e fessurazione.
TRT F	Tipo rottura a taglio delle FASCE: [1] = per scorrimento; [2] = per fessurazione diagonale; [3] = per scorrimento e fessurazione; [-] = parametro NON significativo per il materiale.

MATERIALI ACCIAIO

Caratteristiche Acciaio

N	γ_k	CdT	E	G	Stz	$\frac{f_{yk,1}/f_{yk,2}}{f_{yk,2}}$	f_{tk}	$\frac{f_{yd,1}/f_{yd,2}}{f_{yd,2}}$	f_{td}	γ_s	γ_{M1}	γ_{M2}	$\gamma_{M3,SLV}$	$\gamma_{M3,SLE}$	γ_{M7}
	[N/m³]	[1/°C]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]						
Acciaio B450C - (B450C)															
002	78.500	0,000010	210.000	80.769	P	450,00	-	391,30	-	1,15	-	-	-	-	-
						-		-							

LEGENDA Caratteristiche Acciaio

N	Numero identificativo del materiale.
γ_k	Peso specifico.
CdT	Coefficiente di Dilatazione Termica.
E	Modulo elastico normale.
G	Modulo elastico tangenziale.
Stz	Indica il 'Tipo Situazione': [F] = materiale 'di Fatto' (Esistente) (tiene conto del FC); [-/P] = materiale 'di Progetto' (Nuovo); [-] = resistenze medie /caratteristiche del 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 $40 \text{ mm} < t \leq 80$ mm).
f_{tk}	Resistenza a Rottura (Bulloni).
$f_{yd,1}$	Resistenza di calcolo (per profili con $t \leq 40$ mm).
$f_{yd,2}$	Resistenza di calcolo (per profili con $40 \text{ mm} < t \leq 80$ mm).
f_{td}	Resistenza di calcolo a Rottura (Bulloni).
γ_s	Coefficiente di sicurezza allo SLV del materiale.
γ_{M1}	Coefficiente di sicurezza per instabilità.
γ_{M2}	Coefficiente di sicurezza per sezioni tese indebolite.
$\gamma_{M3,SLV}$	Coefficiente di sicurezza a scorrimento alla SLV (Bulloni).
$\gamma_{M3,SLE}$	Coefficiente di sicurezza a scorrimento alla SLE (Bulloni).
γ_{M7}	Coefficiente di sicurezza precarico bulloni ad alta resistenza (Bulloni): [-] = parametro NON significativo per il materiale.

MATERIALI LEGNO

Caratteristiche Legno

N	Tipo	γ_k	γ_{mean}	G_{Mean}	Stz	$f_{m,k}$	$f_{v,k}$	γ_M	$\gamma_{M,e}$	β_c	Dir	$\alpha_{T,i}$	$E_{i,05}$	$G_{i,05}$	$E_{i,mean}$	$f_{c,i,k}$	$f_{t,i,k}$
		[N/m³]	[N/m³]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[-]	[-]	[-]		[1/°C]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]
LM C16 - (C16)																	
003	M	3.10 0	3.700	500	P	16,00	1,800	1,50	1,00	0,2	0	0,000004	5.400	338	8.000	17,00	10,00
											90	0,000058	-	-	270	2,20	0,50

LEGENDA Caratteristiche Legno

N	Numero identificativo del materiale.
Tipo	Tipologia ai fini del calcolo di KMOD (Tab. 4.4.IV DM 14/01/2008): [M/L] = Legno massiccio o lamellare.

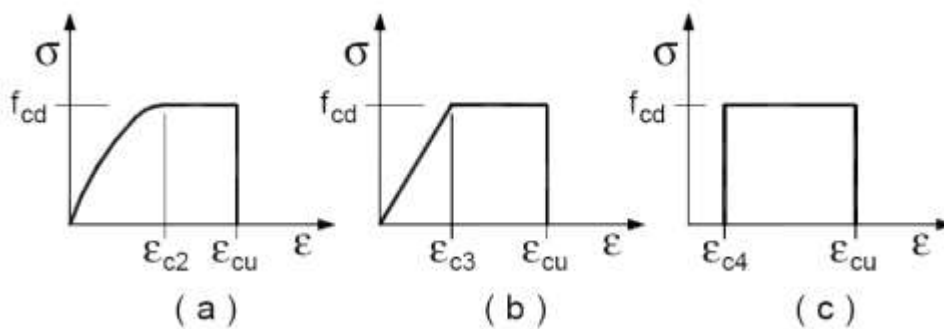
Caratteristiche Legno																	
N	Tipo	γ_k	γ_{mean}	G_{Mean}	Stz	$f_{m, k}$	$f_{v, k}$	γ_M	$\gamma_{M, e}$	β_c	Dir	$\alpha_{T, i}$	$E_{i.05}$	$G_{i.05}$	$E_{i, mean}$	$f_{c,i,k}$	$f_{t,i,k}$
		[N/m ³]	[N/m ³]	[N/mm ²]	[N/m m ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]	[-]	[-]		[1/°C]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
γ_k		Peso specifico caratteristico.															
γ_{Mean}		Peso specifico medio.															
G_{mean}		Modulo Elastico Tangenziale.															
Stz		Indica il 'Tipo Situazione' : [F] = materiale 'di Fatto' (Esistente) (tiene conto del FC); [-/P] = materiale 'di Progetto' (Nuovo); [-] = resistenze medie /caratteristiche del materiale.															
$f_{m, k}$		Resistenza a flessione.															
$f_{v, k}$		Resistenza a taglio.															
γ_M		Coefficiente parziale di sicurezza per le combinazioni fondamentali (Tab. 4.4.III DM 14/01/2008).															
$\gamma_{M, e}$		Coefficiente parziale di sicurezza per le combinazioni eccezionali (Tab. 4.4.III DM 14/01/2008).															
β_c		Coefficiente di imperfezione per la verifica di instabilità (p.4.4.8.2.2 DM 14/01/2008).															
Dir		Direzione: [0] = parallelo alle fibre, [90] = perpendicolare alle fibre.															
$\alpha_{T, i}$		Coefficiente di dilatazione termica [i = (0, 90)]															
$E_{i.05}$		Modulo elastico normale caratteristico [i = (0, 90)]															
$G_{i.05}$		Modulo elastico tangenziale caratteristico [i = (0, 90)].															
$E_{i, mean}$		Modulo elastico normale medio [i = (0, 90)].															
$f_{c,i,k}$		Resistenza caratteristica a compressione [i = (0, 90)]															
$f_{t,i,k}$		Resistenza caratteristica a trazione [i = (0, 90)].															

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.

Con esplicito riferimento alla muratura, per le **Combinazioni di Carico Non Sismiche**, il coefficiente di sicurezza del materiale γ_m è funzione della Classe di esecuzione, della categoria degli elementi resistenti, nonché dal tipo di malta, secondo quanto previsto nella Tab. 4.5.II di cui al § 4.5.6.1. Per le **Combinazioni di Carico Sismiche**, il coefficiente di sicurezza del materiale γ_m è assunto sempre pari a **2**, come indicato all'ultimo comma del § 7.8.1.1.

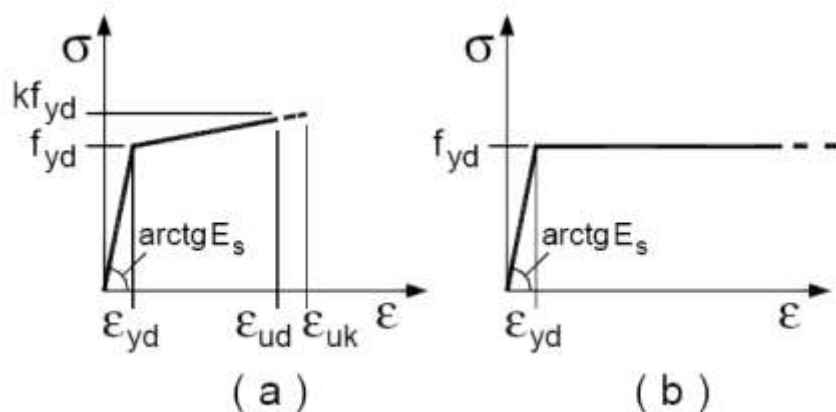
I diagrammi costitutivi degli eventuali elementi in calcestruzzo sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al punto 4.1.2.1.2.2 del D.M. 14 gennaio 2008; in particolare per le verifiche effettuate a pressoflessione retta e pressoflessione deviata è adottato il modello riportato in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



Diagrammi di calcolo tensione/deformazione del calcestruzzo.

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

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



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

4 - 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 **Decreto Ministero Infrastrutture Trasporti 14 gennaio 2008** (G. U. 4 febbraio 2008, n. 29 - Suppl.Ord.) "Norme tecniche per le Costruzioni"

La valutazione dei carichi permanenti è effettuata sulle dimensioni definitive.

Per quanto riguarda le azioni di calcolo delle membrature in legno, queste sono assegnate ad una delle classi di durata del carico elencate nella Tab. 4.4.I, di cui sotto.

Classe di durata del carico	Durata del carico
Permanente	Più di 10 anni
Lunga durata	6 mesi – 10 anni
Media durata	1 settimana – 6 mesi
Breve durata	Meno di 1 settimana
Istantanea	---

Le classi di durata del carico si riferiscono a un carico costante attivo per un certo periodo di tempo nella vita della struttura. Per un'azione variabile la classe appropriata deve essere determinata in funzione dell'interazione fra la variazione temporale tipica del carico nel tempo e le proprietà reologiche dei materiali.

Le analisi effettuate, corredate da dettagliate descrizioni, sono riportate nei tabulati di calcolo nella relativa sezione.

5 - CLASSI DI SERVIZIO (Aste in Legno)

Per tener conto della sensibilità del legno alla variazione di umidità e dell'influenza di questa sulle caratteristiche di resistenza e di deformabilità, si definiscono tre classi di servizio elencate nella Tab. 4.4.II, di cui sotto.

Classe di servizio 1	È caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con l'ambiente a una temperatura di 20°C e un'umidità relativa dell'aria circostante che non superi il 65% se non per poche settimane all'anno.
Classe di servizio 2	È caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con l'ambiente a una temperatura di 20°C e un'umidità relativa dell'aria circostante che superi l'85% solo per poche settimane all'anno.
Classe di servizio 3	E' caratterizzata da umidità più elevata di quella della classe di servizio 2.

6 - VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

L'azione sismica è stata valutata in conformità alle indicazioni riportate al capitolo 7 del D.M. 14 gennaio 2008 "Norme tecniche per le Costruzioni" per le costruzioni da edificarsi in siti ricadenti in **zona 4**. In particolare si è fatto riferimento alla procedura semplificata indicata come **metodo 2** al § C7 della "Circolare 2 febbraio 2009 n. 617".

In tal caso le sollecitazioni sismiche, per tutti i **tipi di costruzione, le classi d'uso** e per qualsiasi **categoria di sottosuolo** del terreno, debbono essere valutate considerando la combinazione di azioni definita nel § 3.2.4 ed applicando, in due direzioni ortogonali, un sistema di forze orizzontali calcolate assumendo uno spettro di progetto costante e pari a $S_d(T)=0,07g$.

Tale valutazione "semplificata" degli effetti del sisma sulla struttura, per i siti ricadenti in zona 4, è valida solo se *"gli orizzontamenti siano assimilabili a diaframmi rigidi, ossia ad elementi infinitamente rigidi nel loro piano"*.

Si riportano di seguito le coordinate geografiche del sito rispetto al Datum ED50:

Latitudine	Longitudine	Altitudine
[°]	[°]	[m]
39.8308	9.4936	645

6.1 Metodo di Analisi

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

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

Le sollecitazioni derivanti da tali azioni sono state composte poi con quelle derivanti da carichi verticali, orizzontali non sismici secondo le varie combinazioni di carico probabilistiche. Il calcolo è stato effettuato mediante un programma agli elementi finiti le cui caratteristiche verranno descritte nel seguito.

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

Si è tenuto conto delle deformabilità taglienti 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.

6.2 Combinazione delle componenti dell'azione sismica

Il sisma, per i siti ricadenti in zona 4, viene convenzionalmente considerato come agente separatamente in due direzioni tra loro ortogonali prefissate.

6.3 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.

7 - AZIONI SULLA STRUTTURA

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

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

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

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

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

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:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (1)$$

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: <ul style="list-style-type: none">- di lunga durata: agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura;- di breve durata: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura; |
| Q_{ki} | rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile; |
| $\gamma_g, \gamma_q, \gamma_p$ | coefficienti parziali come definiti nella tabella 2.6.I del DM 14 gennaio 2008; |
| ψ_{0i} | sono i coefficienti di combinazione per tenere conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i rispettivi valori caratteristici. |

Le 352 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:

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

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 seguente tabella:

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

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

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

7.2 Stato Limite di Danno e Operatività

Per i siti ricadenti in zona 4, l'utilizzo del metodo 2 di verifica prevede solo verifiche nei confronti dello SLV, come indicato al § C7.1 della "Circolare 2 febbraio 2009 n. 617".

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. 14 gennaio 2008 - Norme tecniche per le costruzioni - al

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

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

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

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

dove:

- G_{Kj} valore caratteristico della j-esima azione permanente;
- P_{kh} valore caratteristico della h-esima deformazione impressa;
- Q_{ki} 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" (5) e "Rara" (14).

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	26.00a
Caratteristiche del Software	Software per il calcolo di strutture agli elementi finiti per Windows
Numero di serie	13110000
Produzione e Distribuzione	ACCA software S.p.A. Via Michelangelo Cianciulli 83048 Montella (AV) Tel. 0827/69504 r.a. - Fax 0827/601235 e-mail: info@acca.it - Internet: www.acca.it

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.

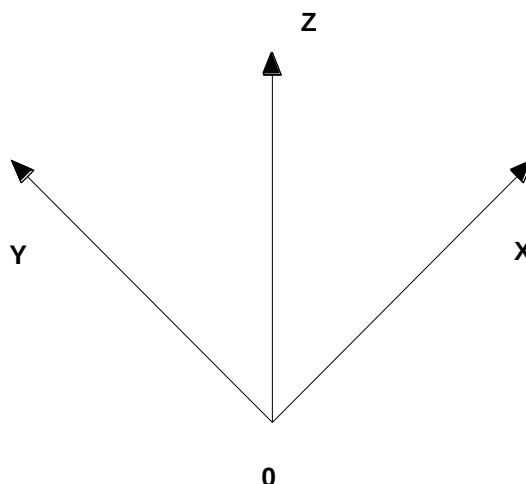
Il calcolo si basa sul solutore agli elementi finiti MICROSAP prodotto dalla società TESYS srl. La scelta di tale codice è motivata dall'elevata affidabilità dimostrata e dall'ampia documentazione a disposizione, dalla quale risulta la sostanziale uniformità dei risultati ottenuti su strutture standard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

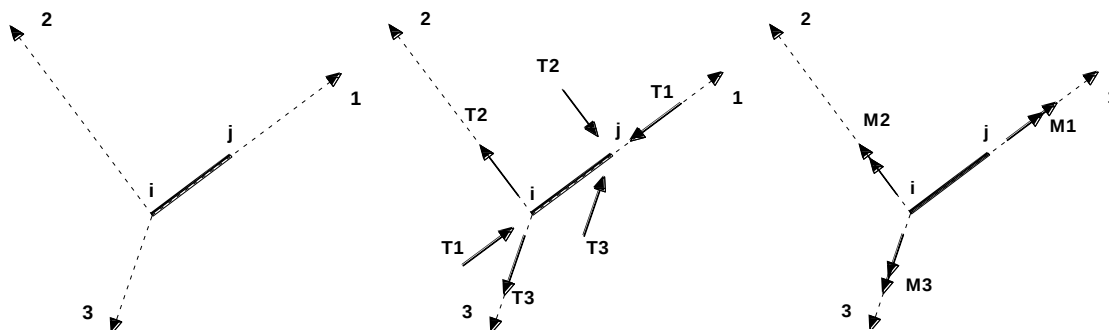
8.3 Sistemi di Riferimento

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.

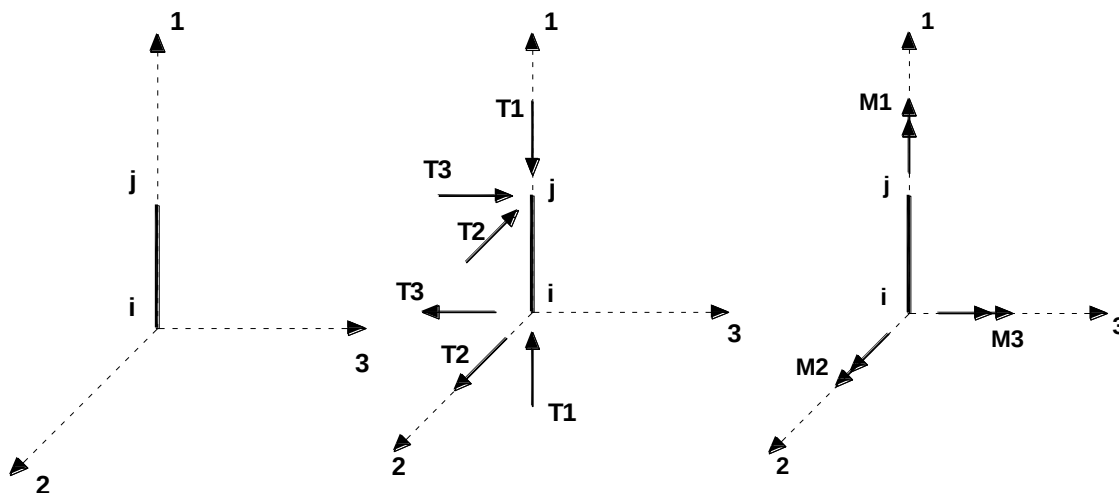
Definiti i e j i nodi iniziale e finale della Trave, viene individuato un sistema di assi cartesiani 1-2-3 locale all'elemento, con origine nel Nodo i così composto:

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

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

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

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:

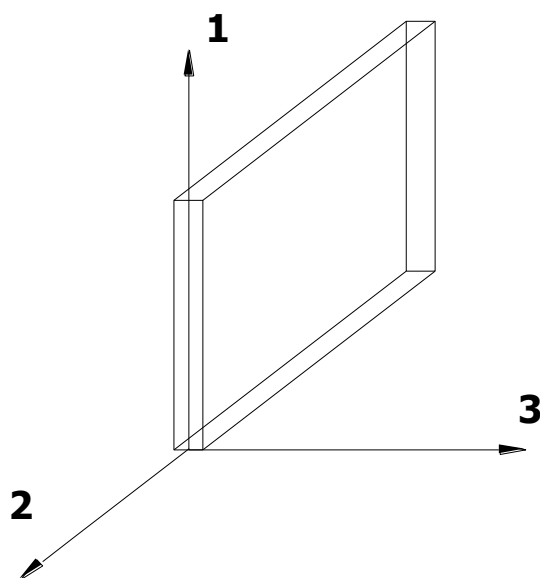
- asse 1 orientato dal nodo i al nodo j;
- asse 2 perpendicolare all' asse 1, parallelo e discorde all'asse globale Y;
- asse 3 che completa la terna destrorsa, parallelo e concorde all'asse globale X.

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

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.

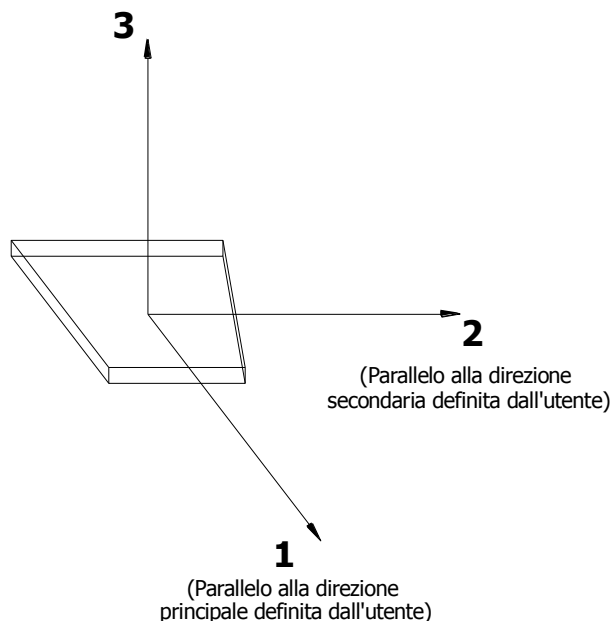
Tutti i dati cioè, sia in fase di input che in fase di output, sono organizzati secondo un criterio razionale vicino al modo di operare del tecnico e svincolato dal procedimento seguito dall'elaboratore elettronico.

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.

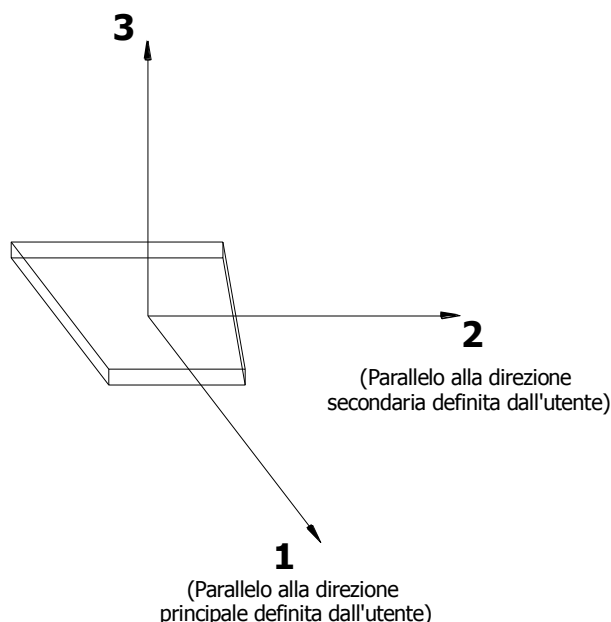
8.3.5 Riferimento locale per solette



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

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

8.3.6 Riferimento locale per platee



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

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

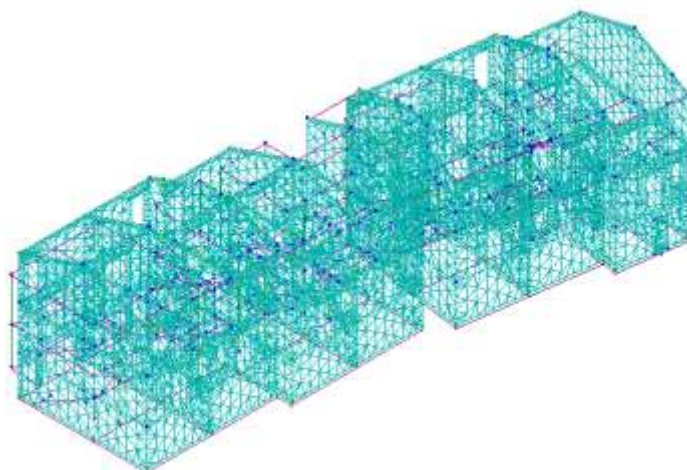
8.4 Modello di Calcolo

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

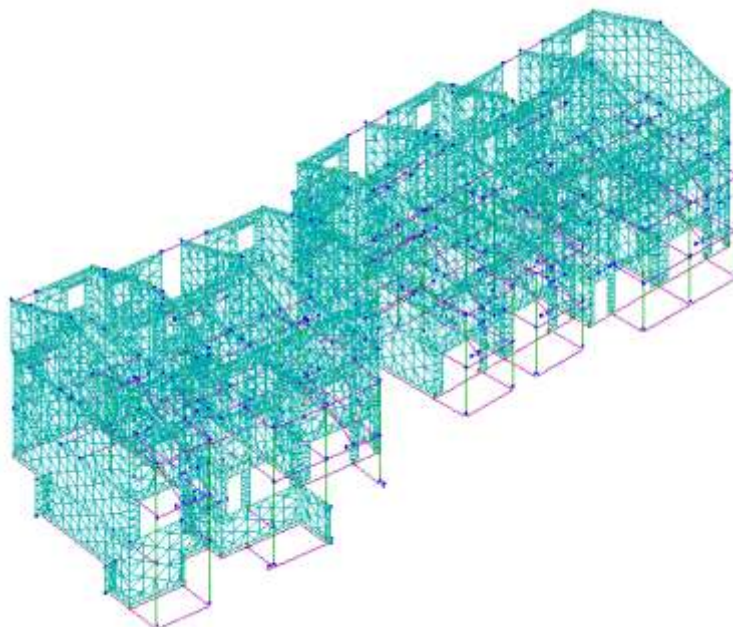
Viene definita un'opportuna numerazione degli elementi (nodi, aste, shell) costituenti il modello, al fine di individuare celermente ed univocamente ciascun elemento nei tabulati di calcolo.

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.

8.5 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. 14.01.2008, 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. 14/01/2008.
- 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.

8.5.1 Verifica della sicurezza

Per quanto concerne la verifica degli elementi in muratura (maschi e fasce), visto che tali elementi sono schematizzati attraverso elementi FEM di tipo shell (HP Shell), si procede, preventivamente, a determinare le sollecitazioni agenti, attraverso l'integrazione delle tensioni eseguite su almeno tre sezioni (in testa, al piede ed in mezzzeria per i maschi; a destra, a sinistra ed in mezzzeria per le fasce). Una volta determinate le sollecitazioni (sforzo normale, momento e taglio nel piano e momento fuori piano) si procede alle verifiche di resistenza su tali elementi.

In particolare, per i **maschi murari**, vengono eseguite le seguenti verifiche:

- **Pressoflessione nel piano:** la verifica, per gli elementi in muratura ordinaria, si effettua confrontando il momento agente di calcolo con il momento ultimo resistente, calcolato assumendo la muratura non reagente a trazione ed un'opportuna distribuzione non lineare delle compressioni, secondo l'espressione (7.8.2) del DM 14/01/2008. Per gli elementi realizzati in muratura armata, il momento ultimo resistente viene calcolato secondo quanto indicato al § 7.8.3.2.1 del DM 14/01/2008, ossia assumendo un diagramma delle compressioni rettangolare, con profondità $0.8 \cdot x$, dove x rappresenta la profondità dell'asse neutro, e sollecitazione pari a $0.85 \cdot f_d$. Le deformazioni massime considerate sono pari a $\varepsilon_m = 0.0035$ per la muratura compressa e $\varepsilon_s = 0.01$ per l'acciaio teso.
- **Taglio nel piano:** la verifica, per gli elementi in muratura ordinaria, si effettua confrontando il taglio agente di calcolo con il taglio ultimo resistente calcolato secondo l'espressione (7.8.3) del DM 14/01/2008. Per gli elementi realizzati in muratura armata, il taglio ultimo resistente è calcolato secondo quanto indicato al § 7.8.3.2.2 del DM 14/01/2008.
- **Pressoflessione fuori piano:** la verifica, degli elementi in muratura ordinaria, per le combinazioni sismiche, si effettua confrontando il momento agente di calcolo con il momento ultimo resistente, calcolato assumendo un diagramma delle compressioni rettangolare, con un valore di resistenza pari a $0.85 \cdot f_d$ e trascurando la resistenza a trazione della muratura. Per le combinazioni in assenza di sisma, invece, tale verifica viene effettuata secondo quanto indicato al § 4.5.6.2 del DM 14/01/2008. Per gli elementi realizzati in muratura armata, il momento ultimo resistente è calcolato secondo quanto indicato al § 7.8.3.2.3 del DM 14/01/2008, ossia adottando un diagramma delle compressioni e valori di deformazione limite per muratura e acciaio in modo analogo al caso di verifica nel piano.
- **Snellezza:** la verifica si effettua confrontando il valore della snellezza di calcolo con il valore della snellezza limite, al fine di controllare il requisito geometrico delle pareti resistenti al sisma oppure di limitare gli effetti del secondo ordine in caso di calcolo non sismico.

Per le **fasce murarie** (o travi di accoppiamento in muratura), vengono eseguite, qualora siano state incluse nella modellazione strutturale, le seguenti verifiche:

- **Pressoflessione nel piano:** la verifica si effettua allo stesso modo di quanto previsto per i pannelli murari verticali (maschi). Nel caso di muratura ordinaria, qualora siano presenti, in prossimità della trave in muratura, elementi orizzontali dotati di resistenza a trazione (catene, cordoli, ecc.), il valore della resistenza può essere assunto non superiore al valore ottenuto dall'espressione (7.8.5) del DM 14/01/2008.
- **Taglio nel piano:** la verifica si effettua allo stesso modo di quanto previsto per i pannelli murari verticali (maschi). Nel caso di muratura ordinaria, qualora siano presenti, in prossimità della trave in muratura, elementi orizzontali dotati di resistenza a trazione (catene, cordoli, ecc.), il valore della resistenza può essere assunto non superiore al valore ottenuto dal minimo tra l'espressione (7.8.4) e (7.8.6) del DM 14/01/2008.

Relativamente alla verifica e/o il progetto degli elementi in c.a. illustriamo, in dettaglio, il procedimento seguito quando si è 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 4.1.10 del D.M. 14 gennaio 2008, 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 4.1.10 non è rispettata, si incrementa l'armatura variando il diametro delle barre utilizzate e/o il numero delle stesse in maniera iterativa fino a quando la suddetta

relazione è rispettata per tutte le terne considerate.

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.

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

Per quanto concerne la verifica degli elementi strutturali in legno, le verifiche effettuate per ogni elemento dipendono dalla funzione dell'elemento nella struttura. Ad esempio, elementi con prevalente comportamento assiale (controventi o appartenenti a travature reticolari) sono verificate a trazione e/o compressione; elementi con funzioni portanti nei confronti dei carichi verticali sono verificati a Pressoflessione retta e Taglio; elementi con funzioni resistenti nei confronti di azioni orizzontali sono verificati a pressoflessione/tensoflessione deviata e taglio oppure a sforzo normale se hanno la funzione di controventi.

Le verifiche allo SLU sono effettuate sempre controllando il soddisfacimento della relazione:

$$R_d \geq S_d$$

dove R_d è la resistenza calcolata come indicato dalla (4.4.1), ossia:

$$R_d = \frac{k_{mod} \cdot R_k}{\gamma_M}$$

dove:

R_k è il valore caratteristico della resistenza del materiale. Per sezioni in legno massiccio o lamellare incollato sottoposti a flessione o a trazione parallela alla fibratura che presentino rispettivamente una altezza o il lato maggiore della sezione trasversale inferiore a 150 mm per il legno massiccio e 600 mm per il legno lamellare incollato, i valori caratteristici della resistenza vengono incrementati tramite il coefficiente moltiplicativo k_{tr} , di cui al § 11.7.1.1.

γ_M è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al materiale, i cui valori sono riportati nella Tab. 4.4.III;

k_{mod} è un coefficiente correttivo che tiene conto dell'effetto, sui parametri di resistenza, sia della durata del carico sia dell'umidità della struttura. I valori di k_{mod} sono forniti nella Tab. 4.4.IV.

Le tensioni interne sono calcolate nell'ipotesi di conservazione delle sezioni piane e di una relazione lineare tra tensioni e deformazioni fino alla rottura.

Le verifiche di resistenza degli elementi strutturali in legno sono riferite alla direzione della fibratura coincidente sostanzialmente con il proprio asse longitudinale e sezione trasversale costante.

Le verifiche effettuate sono quelle previste al punto 4.4.8.1 ed in particolare:

- Verifiche di Trazione parallela alla fibratura;
- Verifiche di Compressione parallela alla fibratura;
- Verifiche di Pressoflessione/Tensoflessione;
- Verifiche di Taglio;
- Verifiche di Taglio e Torsione.

Nei tabulati, per ogni tipo di verifica e per ogni elemento interessato dalla verifica, sono riportati i valori delle resistenze e delle sollecitazioni che hanno dato il minimo coefficiente di sicurezza, calcolato generalmente come:

$$C_S = R_d/S_d.$$

8.5.2 Verifiche di Instabilità (Aste in legno)

Per tutti gli elementi strutturali sono state condotte verifiche delle membrature nei confronti di possibili fenomeni di instabilità, quali lo sbandamento laterale degli elementi compressi o pressoinflessi secondo le indicazioni del par. 4.4.8.2 del D.M. 14 gennaio 2008; in particolare sono state effettuate le seguenti verifiche:

- Verifiche di stabilità per elementi compressi;
- Verifiche di stabilità per elementi inflessi e compressi (secondo il § 6.5.2.3 della CNR-DT 206/2007).

Si precisa che nel caso della verifica di stabilità per elementi inflessi e compressi, sia per i pilastri che per le travi, sono considerati gli effetti di svergolamento per entrambi i piani di flessione.

Nei tabulati, per ogni tipo di verifica e per ogni elemento strutturale, sono riportati i risultati di tali verifiche.

8.5.3 Verifiche di Deformabilità (Aste in legno)

Le deformazioni di una struttura, dovute agli effetti delle azioni applicate, degli stati di coazione, delle variazioni di umidità e degli scorrimenti nelle unioni, devono essere contenute entro limiti accettabili, sia in relazione ai danni che possono essere indotti ai materiali di rivestimento, ai pavimenti, alle tramezzature e, più in generale, alle finiture, sia in relazione ai requisiti estetici ed alla funzionalità dell'opera.

Considerando il particolare comportamento reologico del legno e dei materiali derivati dal legno, si devono valutare sia la deformazione istantanea sia la deformazione a lungo termine.

La deformazione istantanea si calcola usando i valori medi dei moduli elastici per le membrature.

La deformazione a lungo termine può essere calcolata utilizzando i valori medi dei moduli elastici ridotti opportunamente mediante il fattore $1/(1+k_{def})$, per le membrature. Il coefficiente k_{def} tiene conto dell'aumento di deformabilità con il tempo causato dall'effetto combinato della viscosità e dell'umidità del materiale. I valori di k_{def} sono riportati nella Tab. 4.4.V.

Per la verifica di deformabilità, occorre determinare preventivamente la deformazione iniziale e la deformazione finale.

Per il calcolo della deformazione iniziale (u_{in}) occorre valutare la deformazione istantanea con riferimento alla combinazione di carico rara. Per il calcolo della deformazione finale (u_{fin}) occorre valutare la deformazione a lungo termine per la combinazione di carico quasi permanente e sommare a quest'ultima la deformazione istantanea dovuta alla sola aliquota mancante, nella combinazione quasi permanente, del carico accidentale prevalente (da intendersi come il carico variabile di base della combinazione rara).

In via semplificata la deformazione finale $u_{fin,r}$ relativa ad una certa condizione di carico, si valuta come segue:

$$u_{fin} = u_{in} + u_{dif}$$

dove:

u_{in} è la deformazione iniziale (istantanea), calcolata con riferimento alla combinazione di carico rara;
 u_{dif} è la deformazione differita che può essere valutata attraverso la relazione:

$$u_{dif} = u'_{in} \cdot k_{def}$$

nella quale:

u'_{in} è la deformazione iniziale (istantanea), calcolata con riferimento alla combinazione di carico quasi permanente;
 k_{def} è il coefficiente riportato nella Tab. 4.4.V.

La verifica di deformabilità per gli elementi inflessi è eseguita come indicato nel § 6.4.3 della CNR-DT 206/2007. I relativi risultati sono riportati nei tabulati.

8.6 Verifiche delle unioni legno-legno e degli appoggi

Le unioni legno-legno sono rappresentate da intagli opportunamente sagomati per consentire la realizzazione, ad esempio di travature reticolari e simili. Un'asta può pertanto presentare alle estremità diverse facce variamente orientate, per le quali vengono effettuate verifiche a compressione generalmente inclinata rispetto alle fibre, previa ripartizione della componente di sforzo normale tra le facce stesse.

In maniera analoga si procede per gli elementi appoggiati, per i quali si valuta la resistenza a compressione inclinata rispetto alle fibre.

9 - PROGETTAZIONE DEI SOLAI

Il solaio è un elemento strutturale fondamentale la cui principale funzione è quella di trasferire i carichi e i sovraccarichi verticali alla struttura portante. In zona sismica il solaio assume anche la funzione di trasferire le forze inerziali di piano alla struttura principale, nell'ipotesi che esso sia dotato di sufficiente rigidità nel proprio piano.

La vigente normativa per le costruzioni in cemento armato individua le seguenti tipologie di solaio:

- Solai in getto pieno (Tipo I)
- Solai misti in c.a. e c.a.p. con elementi di alleggerimento (Tipo II)
- Solai con elementi prefabbricati in c.a. e c.a.p. (Tipo III)

Nella struttura oggetto della presente relazione, in considerazione delle caratteristiche geometriche e dei sovraccarichi, si è deciso di adottare solai di tipo:

Solai latero-cementizi gettati in opera

I solai latero-cementizi gettati in opera sono costituiti da blocchi di laterizio, muniti di alette laterali o accompagnati da fondelli sempre in laterizio, che vengono posizionati su un impalcato di sostegno provvisorio. Quest'ultimo viene smontato non appena il conglomerato ha raggiunto una resistenza meccanica sufficiente. Dopo aver sistemato tutti i blocchi e prima di procedere con il getto dei travetti e della soletta in calcestruzzo, si posizionano i ferri di armatura ricorrendo all'uso di distanziatori o di sistemi equivalenti in modo da assicurare che, nella fase di getto, i ferri mantengano una corretta disposizione.

Solai con travetti prefabbricati in c.a. (tralicciati)

I solai con travetti prefabbricati in c.a. sono costituiti da blocchi in laterizio e cemento armato. I travetti prefabbricati, a seconda delle loro caratteristiche, hanno in sé capacità portanti abbastanza elevate e sono in grado di sostenere da soli il peso dei laterizi e del getto di completamento in calcestruzzo, aiutati solo da elementi rompitratta situati ad intervalli regolari. Inoltre, rispetto al solaio gettato in opera, conservano comunque una discreta flessibilità di adattamento anche a fabbricati di pianta complessa.

I travetti a traliccio sono composti da una piccola struttura reticolare ; A seconda dell'utilizzazione vengono realizzati tralicci di diverse altezze e armature. Oltre all'armatura di base, già inserita nell'elemento, possono essere annegati nella suola ulteriori ferri la cui sezione complessiva dipenderà dalle condizioni di carico del solaio. L'armatura destinata a contrastare i momenti flettenti negativi, invece, deve essere posizionata in opera poco prima del getto finale.

Modello di calcolo

Il solaio è composto da un'alternanza di travetti in cemento armato (precompresso o non) con elementi di alleggerimento in laterizio e da una soletta di completamento in cemento armato che, coprendone tutta la superficie ed inglobando una opportuna armatura di ripartizione, rende i vari elementi tra loro solidali.

La presenza della soletta fa sì che il solaio sia per certi versi assimilabile ad una piastra caricata in direzione perpendicolare al piano stesso (ricordiamo che una piastra è in grado di trasferire i carichi alle strutture portanti perimetrali diffondendoli lungo la propria superficie).

Questa marcata eterogeneità consente, nel calcolo, di approssimare il comportamento del solaio con quello di una trave, quindi con una *struttura monodimensionale* trascurando le sollecitazioni che si sviluppano in

direzione ortogonale ai travetti.

Grazie a quest'assunzione, un solaio su una o più campate può essere modellato, in linea generale, come una *trave continua su appoggi (o incastri cedevoli)*.

Le luci delle singole campate sono assunte pari alla distanza tra gli interassi degli appoggi. I carichi distribuiti linearmente sulla trave sono ottenuti moltiplicando i carichi per unità di superficie determinati nell'analisi dei carichi per l'ampiezza della fascia di solaio considerata. Le caratteristiche dei vincoli adottati sono riportate in dettaglio, per ciascun appoggio, negli allegati tabulati di calcolo.

Guida alla Verifica locale dei solai ai carichi verticali concentrati

Come prescritto al par. 3.1.4. del D.M. 14 gennaio 2008, i carichi verticali concentrati Q_k (vedi Tabella 3.1.II) formano oggetto di verifiche locali distinte e non vanno sovrapposti ai corrispondenti carichi verticali ripartiti. Essi devono essere applicati su impronte di carico appropriate all'utilizzo ed alla forma dell'orizzontamento; in assenza di precise indicazioni può essere considerata una forma dell'impronta di carico quadrata pari a 50 x 50 mm, salvo che per le rimesse ed i parcheggi, per i quali i carichi si applicano su due impronte di 200 x 200 mm, distanti assialmente di 1,80 m.

Il valore caratteristico di Q_k da considerare nel caso in esame (Ambienti ad uso residenziale) è pari a 2000 N. Il valore di progetto Q_d si ottiene amplificando l'azione caratteristica del coefficiente parziale di sicurezza sulle azioni γ_q , quindi:

$$Q_d = 2000 \cdot 1,5 = 3000 \text{ N}$$

Come prescritto dalla norma, la verifica locale a punzonamento sulla soletta di ripartizione del solaio in c.a. è condotta considerando che il carico Q_d insista su di un'area 50 x 50 mm.

Tabella 3.1.II – Valori dei carichi d'esercizio per le diverse categorie di edifici

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale. Sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi. (ad esclusione delle aree suscettibili di affollamento)	2,00	2,00	1,00
B	Uffici. Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	2,00 3,00	2,00 2,00	1,00 1,00
C	Ambienti suscettibili di affollamento Cat. C1 Ospedali, ristoranti, caffè, banche, scuole Cat. C2 Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli per il libero movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, stazioni ferroviarie, sale da ballo, palestre, tribune libere, edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune	3,00 4,00 5,00	2,00 4,00 5,00	1,00 2,00 3,00
D	Ambienti ad uso commerciale. Cat. D1 Negozi Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini, librerie...	4,00 5,00	4,00 5,00	2,00 2,00
E	Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale. Cat. E1 Biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri Cat. E2 Ambienti ad uso industriale, da valutarsi caso per caso	$\geq 6,00$ —	6,00 —	1,00* —
F-G	Rimesse e parcheggi. Cat. F Rimesse e parcheggi per il transito di automezzi di peso a pieno carico fino a 30 kN Cat. G Rimesse e parcheggi per transito di automezzi di peso a pieno carico superiore a 30 kN; da valutarsi caso per caso	2,50 —	2 x 10,00 —	1,00** —
H	Coperture e sottotetti Cat. H1 Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione Cat. H2 Coperture praticabili Cat. H3 Coperture speciali (impianti, eliporti, altri) da valutarsi caso per caso	0,50 secondo categoria di appartenenza —	1,20 — —	1,00 — —
* non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati				
** per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso				

Come indicato al par. 4.1.2.1.3.4 delle NTC08, la resistenza al punzonamento R_{pd} , in mancanza di armatura trasversale appositamente dimensionata, viene valutata sulla base della resistenza a trazione del calcestruzzo, intendendo la sollecitazione distribuita su di un perimetro efficace di piastra distante $2d$ dall'impronta caricata, con d altezza utile (media) della piastra stessa, attraverso la seguente relazione:

$$R_{pd} = 0.5 \cdot u_m \cdot h \cdot f_{ctd}$$

dove:

h = spessore della soletta;

$u_m = 4[b + 4s_{mp} + 2h]$, è il perimetro medio efficace di piastra (valutato ad $h/2$ della soletta);

$f_{ctd} = 0.70 \cdot 0.30 \cdot (0.83 \cdot R_{ck})^{2/3} \cdot \gamma_c$, è la resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo.

con:

b = dimensione di impronta del carico;

s_{mp} = spessore massetto e pavimento;

R_{ck} = resistenza caratteristica a compressione cubica del calcestruzzo;

γ_c = coefficiente parziale di sicurezza del calcestruzzo.

Nel caso in esame, avendo utilizzato calcestruzzo di classe C25/30, si ha:

$h = 50 \text{ mm}$;

$smp = 0 \text{ mm}$ (a vantaggio di sicurezza);

$um = 4[50 + 2 \cdot 50] = 600 \text{ mm}$;

$f_{ctd} = 0.70 \cdot 0.30 \cdot (0.83 \cdot 30)^{2/3} / 1.5 = 1.19 \text{ N/mm}^2$.

N.B: per spessori della soletta inferiori a 50 mm, la resistenza di calcolo a trazione va ridotta a $0,80f_{ctd}$.

La resistenza al punzonamento della soletta vale, pertanto:

$R_{pd} = 0.5 \cdot 600 \cdot 50 \cdot 1.19 = 17850 \text{ N}$

La verifica locale di sicurezza al punzonamento, per effetto dei carichi concentrati variabili è pari a:

$Cs = R_{pd}/Q_d = 17850/3000 = 5.95 > 1$ (**verifica soddisfatta**).

Per quanto non espressamente riportato in questo paragrafo, ed in particolare per le analisi dei carichi, la determinazione delle azioni agenti sulla struttura, la definizione del modello strutturale agli elementi finiti e le verifiche, può farsi riferimento a quanto illustrato nella restante parte della presente relazione e negli allegati "Tabulati di Calcolo".

10 - CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA, MODELLAZIONE GEOTECNICA E PERICOLOSITA' SISMICA DEL SITO

Tutti i parametri che caratterizzano i terreni di fondazione sono riportati nei seguenti paragrafi.

10.1 Caratterizzazione geotecnica

La caratterizzazione geotecnica dei terreni è riassunta nella Relazione Geologica Geotecnica.

10.2 Modellazione geotecnica

Ai fini del calcolo strutturale, il terreno sottostante l'opera viene modellato secondo lo schema di Winkler, cioè un sistema costituito da un letto di molle elastiche mutuamente indipendenti. Ciò consente di ricavare le rigidezze offerte dai manufatti di fondazione, siano queste profonde o superficiali, che sono state introdotte direttamente nel modello strutturale per tener conto dell'interazione opera / terreno.

10.3 Pericolosità sismica

L'azione sismica è stata valutata in conformità alle indicazioni riportate al capitolo 7 del D.M. 14 gennaio 2008 "Norme tecniche per le Costruzioni" per le costruzioni da edificarsi in siti ricadenti in zona 4. In particolare si è fatto riferimento alla procedura semplificata indicata come metodo 2 al § C7 della "Circolare 2 febbraio 2009 n. 617".

In tal caso le sollecitazioni sismiche, per tutti i tipi di costruzione, le classi d'uso e per qualsiasi categoria di sottosuolo del terreno, debbono essere valutate considerando la combinazione di azioni definita nel § 3.2.4 ed applicando, in due direzioni ortogonali, un sistema di forze orizzontali calcolate assumendo uno spettro di progetto costante e pari a $S_d(T)=0,07g$.

Tale valutazione "semplificata" degli effetti del sisma sulla struttura, per i siti ricadenti in zona 4, è valida solo se "gli orizzontamenti siano assimilabili a diaframmi rigidi, ossia ad elementi infinitamente rigidi nel loro piano".

Si riportano di seguito le coordinate geografiche del sito rispetto al Datum ED50:

Latitudine	Longitudine	Altitudine
[°]	[°]	[m]
39.8308	9.4936	645

10.4 SCELTA TIPOLOGICA DELLE OPERE DI FONDAZIONE

La tipologia delle opere di fondazione sono consone alle caratteristiche meccaniche del terreno definite in base ai risultati delle indagini geognostiche.

Nel caso in esame, la struttura di fondazione è costituita da:

- fondazioni dirette

10.5 VERIFICHE DI SICUREZZA

Nelle verifiche allo stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove:

E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;

R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Le verifiche di sicurezza sono state condotte, con riferimento all'Approccio 2 (Combinazione A1+M1+R3), sulla base delle tipologie di fondazioni descritte nel paragrafo precedente.

Le azioni sono ottenute, applicando ai valori caratteristici delle stesse, i coefficienti parziali γ_F di cui nella tabella 6.2.I delle NTC 2008, che vengono di seguito riportati.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale γ_F (o γ_E)	A1 (STR)
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	1.0
	Sfavorevole		1.3
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2}	0.0
	Sfavorevole		1.5
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0.0
	Sfavorevole		1.5

Il valore di progetto della resistenza R_d è determinato in modo analitico con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale γ_M , specificato nella tabella 6.2.II delle NTC 2008, e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_R specifici per ciascun tipo di opera. Utilizzando l'approccio 2, i coefficienti parziali γ_M per i parametri geotecnici del terreno relativi alla colonna M1 sono tutti unitari.

Per le varie tipologie di fondazioni sono di seguito elencate le metodologie ed i modelli usati per il calcolo del carico limite ed i risultati di tale calcolo.

10.5.1 Carico limite fondazioni dirette

La formula del carico limite esprime l'equilibrio fra il carico applicato alla fondazione e la resistenza limite del terreno. Il carico limite è dato dalla seguente espressione:

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot \psi_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot \psi_q + \frac{1}{2} \cdot B \cdot \gamma_f \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot \psi_\gamma$$

in cui:

c = coesione del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;

$q = \sigma \times D$ = pressione geostatica in corrispondenza del piano di posa della fondazione;

σ = peso unità di volume del terreno al di sopra del piano di posa della fondazione;

D = profondità del piano di posa della fondazione;

B = dimensione caratteristica della fondazione, che corrisponde alla larghezza della suola;

L = Lunghezza della fondazione;

σ_f = peso unità di volume del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;

N_c, N_q, N_γ = fattori di capacità portante;

s, d, i, g, b, ψ = coefficienti correttivi.

NB: Se la risultante dei carichi verticali è eccentrica, B e L saranno ridotte rispettivamente di:

$$B' = B - 2 \cdot e_B$$

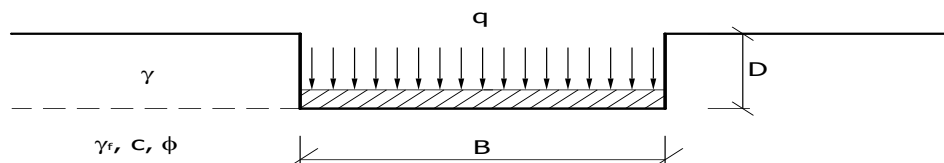
$$L' = L - 2 \cdot e_L$$

dove:

e_B = eccentricità parallela al lato di dimensione B;

e_L = eccentricità parallela al lato di dimensione L

con $B' \leq L'$.



Calcolo dei fattori N_c , N_q , N_γ

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0, \phi = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, \phi \neq 0$)
$N_c = 2 + \pi$	$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$
$N_q = 1$	$N_q = k_p \cdot e^{\pi \tan \phi}$
$N_\gamma = 0 \quad \text{se } \omega = 0$ $N_\gamma = -2 \sin \omega \quad \text{se } \omega \neq 0$	$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi$

dove:

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0, \phi = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, \phi \neq 0$)
$N_c = 2 + \pi$	$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$
$N_q = 1$	$N_q = k_p \cdot e^{\pi \tan \phi}$
$N_\gamma = 0 \quad \text{se } \omega = 0$ $N_\gamma = -2 \sin \omega \quad \text{se } \omega \neq 0$	$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi$

Calcolo dei fattori di forma s_c , s_q , s_γ

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0, \phi = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, \phi \neq 0$)
$s_c = 1 + \frac{B'}{(2 + \pi)L'}$	$s_c = 1 + \frac{N_q B'}{N_c L'}$
$s_q = 1$	$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \tan \phi$
$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B'}{L'}$	$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B'}{L'}$

con $B'/L' < 1$.

Calcolo dei fattori di profondità del piano di posa d_c , d_q , d_γ

Si definisce il seguente parametro:

$$k = \frac{D}{B} \quad \text{se} \quad \frac{D}{B} \leq 1;$$

$$k = \arctg \frac{D}{B} \quad \text{se} \quad \frac{D}{B} > 1.$$

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0, \phi = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, \phi \neq 0$)
$d_c = 1 + 0.4 \cdot k$	$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \tan \phi}$
$d_q = 1$	$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \cdot k$
$d_\gamma = 1$	$d_\gamma = 1$

Calcolo dei fattori di inclinazione del carico i_c i_q i_γ

Si definisce il seguente parametro:

$$m = m_B = \frac{2 + B/L}{1 + B/L}$$

se la forza H è parallela alla direzione trasversale della fondazione

$$m = m_L = \frac{2 + L/B}{1 + L/B}$$

se la forza H è parallela alla direzione longitudinale della fondazione

$$m = m_\theta = m_L \cos^2 \theta + m_B \sin^2 \theta$$

se la forza H forma un angolo θ con la direzione longitudinale della fondazione

Terreni coesivi ($c \neq 0, \phi = 0$)	Terreni incoerenti ($c = 0, \phi \neq 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, \phi \neq 0$)
$i_c = 1 - \frac{m \cdot H}{c \cdot N_c \cdot B \cdot L}$	$i_c = 0$	$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan \phi}$
$i_q = 1$	$i_q = \left(1 - \frac{H}{V}\right)^m$	$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot c \cdot \cot \phi}\right)^m$
$i_\gamma = 0$	$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V}\right)^{m+1}$	$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot c \cdot \cot \phi}\right)^{m+1}$

dove:

H = componente orizzontale dei carichi agente sul piano di posa della fondazione;

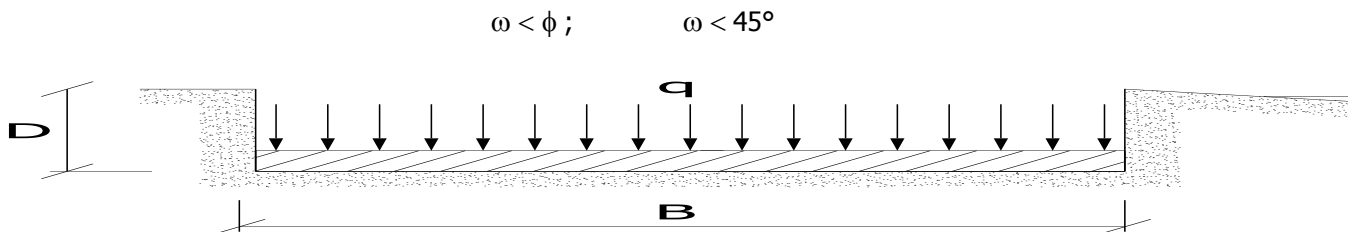
V = componente verticale dei carichi agente sul piano di posa della fondazione.

Calcolo dei fattori di inclinazione del piano di campagna b_c b_q b_γ

Indicando con ω la pendenza del piano campagna, si ha:

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0, \phi = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, \phi \neq 0$)
$b_c = 1 - \frac{2 \cdot \omega}{(2 + \pi)}$	$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \cdot \tan \phi}$
$b_q = (1 - \tan \omega)^2 \cos \omega$	$b_q = (1 - \tan \omega)^2 \cos \omega$
$b_\gamma = \frac{b_q}{\cos \omega}$	$b_\gamma = \frac{b_q}{\cos \omega}$

Per poter applicare tali coefficienti correttivi deve essere verificata la seguente condizione:



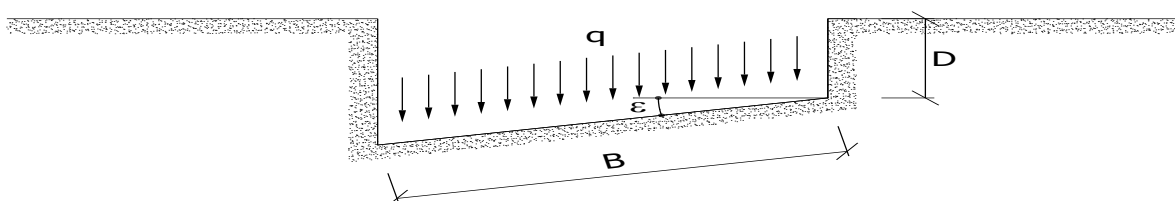
Calcolo dei fattori di inclinazione del piano di posa g_c , g_q , g_γ

Indicando con ε la pendenza del piano di posa della fondazione, si ha:

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0, \phi = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, \phi \neq 0$)
$g_c = 1 - \frac{2 \cdot \varepsilon}{(2 + \pi)}$	$g_c = g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \cdot \tan \phi}$
$g_q = 1$	$g_q = (1 - \varepsilon \cdot \tan \phi)^2$
$g_\gamma = 1$	$g_\gamma = (1 - \varepsilon \cdot \tan \phi)^2$

Per poter applicare tali coefficienti correttivi deve essere verificata la seguente condizione:

$$\varepsilon < 45^\circ$$



Calcolo dei fattori di riduzione per rottura a punzonamento ψ_c , ψ_q , ψ_γ

Si definisce l'*indice di rigidezza* del terreno come:

$$I_r = \frac{G}{c + \sigma \cdot \tan \phi}$$

dove:

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} = \text{modulo d'elasticità tangenziale del terreno};$$

E = modulo elastico del terreno. Nei calcoli è utilizzato il modulo edometrico;

ν = modulo di Poisson. Sia in condizioni non drenate che drenate è assunto pari a 0.5, a vantaggio di sicurezza;

σ = tensione litostatica alla profondità $D + B/2$.

La rottura a punzonamento si verifica quando i coefficienti di punzonamento ψ_c , ψ_q , ψ_γ sono inferiori all'unità; ciò accade quando l'indice di rigidezza I_r si mantiene inferiore al valore critico:

$$I_r < I_{r,crit} = \frac{1}{2} \exp \left\{ \left(3.3 - 0.45 \frac{B'}{L'} \right) \cot \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \right\}$$

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0, \phi = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, \phi \neq 0$)
$\psi_c = 0.32 + 0.12 \frac{B'}{L'} + 0.6 \cdot \text{Log}(I_r)$	$\psi_c = \psi_q - \frac{1 - \psi_q}{N_c \cdot \tan \phi}$

$\psi_q = 1$	$\psi_q = \exp \left\{ \left(0.66 \frac{B'}{L'} - 4.4 \right) \tan \phi + \frac{3.07 \cdot \sin \phi \cdot \text{Log}(2I_r)}{1 + \sin \phi} \right\}$
$\psi_\gamma = 1$	$\psi_\gamma = \psi_q$

Calcolo del carico limite in condizioni non drenate

L'espressione generale del carico limite, valutato in termini di *tensioni totale*, diventa:

$$q_{lim} = (2 + \pi) c_u \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c + q + \frac{1}{2} \gamma_{sat} \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma$$

dove:

c_u = coesione non drenata;

γ_{sat} = peso unità di volume del terreno in condizioni di saturazione.

N.B: Nel calcolo in condizioni non drenate (situazione molto rara per un terreno incoerente) si assume, sempre e comunque, che l'angolo di attrito ϕ sia nullo ($\phi=0$).

10.5.2 Fattori correttivi al carico limite in presenza di sisma

L'azione del sisma si traduce in accelerazioni nel sottosuolo (**effetto cinematico**) e nella fondazione, per l'azione delle forze d'inerzia generate nella struttura in elevazione (**effetto inerziale**).

Nell'analisi pseudo-statica, modellando l'azione sismica attraverso la sola componente orizzontale, tali effetti possono essere portati in conto mediante l'introduzione di coefficienti sismici rispettivamente denominati K_{hi} e K_{hk} , il primo definito dal rapporto tra le componenti orizzontale e verticale dei carichi trasmessi in fondazione ed il secondo funzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

La formula generale del carico limite si modifica nel seguente modo:

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot \psi_c \cdot z_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot \psi_q \cdot z_q + \frac{1}{2} B \cdot \gamma_f \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot \psi_\gamma \cdot z_\gamma \cdot c_\gamma$$

in cui, oltre ai termini già precedentemente indicati, si sono introdotti i seguenti termini:

z_c, z_q, z_γ = coefficienti correttivi dovuti all'effetto inerziale;

c_γ = coefficiente correttivo dovuto all'effetto cinematico.

Calcolo del fattore correttivo dovuto all'effetto cinematico c_γ

L'effetto cinematico modifica il solo coefficiente N_γ in funzione del coefficiente sismico K_{hk} , valutabile con i riferimenti normativi specificati per i pendii (circolare esplicativa § C 7.11.5.3.1). In tal modo è possibile esprimere il K_{hk} (§ 7.11.3.5.2, NTC 2008) come:

$$k_{hk} = \beta_s \frac{S_s \cdot S_T \cdot a_g}{g}$$

dove:

β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità;

S_s = coefficiente di amplificazione stratigrafica;

S_T = coefficiente di amplificazione topografica;

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

I valori di β_s sono riportati nella tabella 7.11.I del DM 14/01/2008:

Tab. 7.11.I – DM 14/01/2008		
CATEGORIA DI SOTTOSUOLO		
A	B,C,D,E	
β_s	β_s	
$0.2 < a_g(g) \leq 0.4$	0.30	0.28
$0.1 < a_g(g) \leq 0.2$	0.27	0.24

$a_g(g) \leq 0.1$	0.20	0.20
-------------------	------	------

Il fattore correttivo dovuto all'effetto cinematico c_γ è stato, pertanto, determinato con la seguente relazione:

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0, \phi = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, \phi \neq 0$)
$c_\gamma = 1$	$c_\gamma = \left(1 - \frac{k_{hk}}{\tan \phi}\right)^{0.45}$ se $\frac{k_{hk}}{\tan \phi} < 1$, altrimenti $c_\gamma = 0$

Calcolo dei fattori correttivi dovuti all'effetto inerziale z_c, z_q, z_γ

L'effetto inerziale produce variazioni di tutti i coefficienti di capacità portante del carico limite in funzione del coefficiente sismico K_{hi} .

Tali effetti correttivi vengono valutati con la teoria di **Paolucci - Pecker** attraverso le seguenti relazioni:

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0, \phi = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, \phi \neq 0$)
$z_c = z_q = z_\gamma = 1$	$z_c = 1 - 0.32 \cdot k_{hi}$ se $z_c > 0$, altrimenti $z_c = 0$ $z_\gamma = z_q = \left(1 - \frac{k_{hi}}{\tan \phi}\right)^{0.35}$ se $\frac{k_{hk}}{\tan \phi} < 1$, altrimenti $z_\gamma = z_q = 0$

dove:

K_{hi} è ricavato dallo spettro di progetto allo SLV attraverso la relazione:

$$k_{hi} = \frac{S_S \cdot S_T \cdot a_g}{g}$$

i cui termini sono stati precedentemente precisati.

Si fa notare che il coefficiente sismico K_{hi} coincide con l'ordinata dello spettro di progetto allo SLV per $T = 0$ ed è indipendente dalle combinazioni di carico.

Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU)

Di seguito si riporta una tabella riepilogativa relativa alla verifica dello stato limite di collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno.

Si precisa che il valore relativo alla colonna $Q_{d,Rd}$, di cui nella tabella seguente, è da intendersi come il valore di progetto della resistenza R_d , ossia il rapporto fra il carico limite Q_{lim} (calcolato come sopra esposto) ed il valore del coefficiente parziale di sicurezza γ_R relativo alla capacità portante del complesso terreno-fondazione. Nel caso in esame il coefficiente parziale di sicurezza γ_R , come indicato nella tabella 6.4.I delle NTC 2008, è stato assunto pari a:

$$\gamma_R = 2.3.$$

Si precisa che, nella sottostante tabella:

- la coppia Q_{Max} e $Q_{d,Rd}$ è relativa alla combinazione di carico, fra tutte quelle esaminate, che dà luogo al minimo coefficiente di sicurezza (CS);
- nelle colonne "**per N_q , per N_c e per N_γ** ", relative ai "**Coef. Cor. Terzaghi**", viene riportato il prodotto tra i vari coefficienti correttivi presenti nell'espressione generale del carico limite. Ad esempio si è posto:

$$\text{Coef. Cor. Terzaghi per } N_q = s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot \psi_q \cdot z_q$$

$$\text{Coef. Cor. Terzaghi per } N_c = s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot \psi_c \cdot z_c$$

$$\text{Coef. Cor. Terzaghi per } N_\gamma = s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot \psi_\gamma \cdot z_\gamma \cdot c_\gamma$$

VERIFICHE PER CARICO LIMITE SU FONDAZIONI DIRETTE

Verifiche per Carico Limite su fondazioni dirette																
Descrizione	CS	Dimensioni e orientazione			Prof	Falda	Comp. Terreno	Coef. Cor. Terzaghi			Coef. Calc. Terzaghi			QMa x	Qd, Rd	Intr v
		X	Y	Rtz				per N _q	per N _c	per N _γ	per N _q	per N _c	per N _γ			
		[m]	[m]	[°]	[m]	[m]								[N/mm ²]	[N/mm ²]	
Plinto 26	2,60	1,30	1,30	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,077	0,200	NO
Plinto 24	2,64	1,30	1,30	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,076	0,200	NO
Plinto 20	3,18	1,30	1,30	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,063	0,200	NO
Plinto 15	2,59	1,30	1,30	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,077	0,200	NO
Plinto 16	2,06	1,30	1,30	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,097	0,200	NO
Plinto 17	2,58	1,30	1,30	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,077	0,200	NO
Plinto 13	2,61	1,30	1,30	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,077	0,200	NO
Plinto 14	2,67	1,30	1,30	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,075	0,200	NO
Trave 36c-37c	56,41	0,47	0,66	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,004	0,200	NO
Trave 29c-P27	85,96	0,65	0,60	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,002	0,200	NO
Trave 28c-29c	61,54	0,47	0,60	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,003	0,200	NO
Trave 25c-27c	61,54	0,46	0,60	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,003	0,200	NO
Trave 22c-14d	13,87	0,64	0,60	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,014	0,200	NO
Trave 24c-15d	11,66	0,65	0,60	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,017	0,200	NO
Trave 12c-13c	61,54	0,47	0,60	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,003	0,200	NO
Trave 13d-25c	4,25	0,65	0,60	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,047	0,200	NO
Trave 17d-36c	78,19	0,65	0,66	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,003	0,200	NO
Trave 21c-22c	61,54	0,46	0,60	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,003	0,200	NO
Trave 23c-24c	61,54	0,47	0,60	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,003	0,200	NO
Trave P15-12c	3,22	0,65	0,60	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,062	0,200	NO
Trave 14c-15c	61,54	0,47	0,60	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,003	0,200	NO
Trave 15c-9d	5,37	0,65	0,60	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,037	0,200	NO
Trave P72-P76	1,70	4,60	0,90	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,117	0,200	NO
Trave 26d-P76	3,20	3,76	0,90	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,063	0,200	NO
Trave P17-P27	5,18	1,00	0,90	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,039	0,200	NO
Trave 10d-P19	2,49	3,10	0,90	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,080	0,200	NO
Trave 25d-P72	2,43	3,76	0,90	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,082	0,200	NO
Trave 25-26d	3,84	1,80	0,90	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,052	0,200	NO
Trave 21-25d	5,41	2,80	0,90	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,037	0,200	NO
Trave 16d-25d	2,28	4,16	0,90	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,088	0,200	NO
Trave 13d-21d	1,79	4,17	0,90	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,112	0,200	NO
Trave P30-26d	5,10	2,74	0,90	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,039	0,200	NO
Trave P58-P72	1,65	4,60	0,90	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,121	0,200	NO
Trave 5-10d	6,12	2,05	0,90	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,033	0,200	NO

Verifiche per Carico Limite su fondazioni dirette

Descrizione	CS	Dimensioni e orientazione			Prof	Falda	Comp. Terreno	Coef. Cor. Terzaghi			Coef. Calc. Terzaghi			QMa x	Qd, Rd	Intr v
		X	Y	Rtz				per N _q	per N _c	per N _γ	per N _q	per N _c	per N _γ			
		[m]	[m]	[°]	[m]	[m]								[N/mm ²]	[N/mm ²]	
Trave 11d-P17	4,22	1,49	0,90	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,047	0,200	NO
Trave P27-P30	NS	1,50	0,90	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,000	0,200	NO
Trave 10-11d	10,15	2,05	0,90	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,020	0,200	NO
Trave 10-5d	3,78	0,30	0,90	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,053	0,200	NO
Trave P19-11d	3,84	3,11	0,90	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,052	0,200	NO
Trave 2d-4	NS	0,30	0,90	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,000	0,200	NO
Trave 4-10	66,31	3,11	0,90	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,003	0,200	NO
Trave 6-7	9,81	3,09	0,90	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,020	0,200	NO
Trave 7d-P15	1,23	1,70	0,90	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,162	0,200	NO
Trave 6d-P13	1,37	1,72	0,90	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,146	0,200	NO
Trave 8-P13	7,62	2,05	0,90	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,026	0,200	NO
Trave P2-P15	1,92	1,00	0,90	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,104	0,200	NO
Trave 2-P4	7,62	2,05	0,90	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,026	0,200	NO
Trave 3d-P4	1,98	3,11	0,90	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,101	0,200	NO
Trave P4-4d	2,04	3,10	0,90	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,098	0,200	NO
Trave 15d-18d	2,99	3,16	0,90	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,067	0,200	NO
Trave 18-19d	5,15	2,80	0,90	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,039	0,200	NO
Trave 23-24d	3,66	1,80	0,90	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,055	0,200	NO
Trave 22-23d	3,76	1,80	0,90	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,053	0,200	NO
Trave 8-9	9,77	3,09	0,90	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,020	0,200	NO
Trave 2-3	9,52	3,11	0,90	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,021	0,200	NO
Trave 1-2	9,48	3,11	0,90	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,021	0,200	NO
Trave 1d-5	2,94	0,31	0,90	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,068	0,200	NO
Trave 21d-21	3,23	1,80	0,90	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,062	0,200	NO
Trave 8d-19d	2,21	4,16	0,90	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,090	0,200	NO
Trave 18d-24d	2,77	1,00	0,90	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,072	0,200	NO
Trave 24d-P50	2,99	2,76	0,90	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,067	0,200	NO
Trave P50-P66	1,57	1,00	0,90	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,127	0,200	NO
Trave 21d-P58	1,65	3,76	0,90	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,121	0,200	NO
Trave P69-P80	6,69	2,29	0,90	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,030	0,200	NO
Trave 14d-23d	2,70	4,16	0,90	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,074	0,200	NO
Trave 23d-P63	2,64	3,76	0,90	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,076	0,200	NO
Trave P50-P53	1,66	4,60	0,90	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,120	0,200	NO
Trave 19d-P53	2,45	3,75	0,90	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,082	0,200	NO
Trave	6,96	1,40	0,90	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,020	0,200	NO

Verifiche per Carico Limite su fondazioni dirette

Descrizione	CS	Dimensioni e orientazione			Prof	Falda	Comp. Terreno	Coef. Cor. Terzaghi			Coef. Calc. Terzaghi			QMa x	Qd, Rd	Intr v
		X	Y	Rtz				per N _q	per N _c	per N _γ	per N _q	per N _c	per N _γ			
		[m]	[m]	[°]	[m]	[m]								[N/mm ²]	[N/mm ²]	
P27-P25														9	0	
Trave	1,76	4,60	0,90	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,11	0,20	NO
P63-P66														4	0	
Trave	5,50	2,80	0,90	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,03	0,20	NO
19d-19														6	0	
Trave	62,7	1,07	0,90	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,00	0,20	NO
P19-16d														3	0	
Trave	4,34	1,07	0,90	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,04	0,20	NO
P13-14d														6	0	
Trave	3,40	1,07	0,90	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,05	0,20	NO
P15-15d														9	0	
Trave P4-8d	4,05	1,07	0,90	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,04	0,20	NO
														9	0	
Trave	1,69	1,07	0,90	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,11	0,20	NO
P8-13d														8	0	
Trave	10,6	5,20	0,90	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,01	0,20	NO
P36-P69														9	0	
Trave	5,26	2,80	0,90	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,03	0,20	NO
25d-25														8	0	
Trave	3,69	1,80	0,90	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,05	0,20	NO
18d-18														4	0	
Trave	5,21	2,80	0,90	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,03	0,20	NO
23d-23														8	0	
Trave	2,07	1,50	0,90	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,09	0,20	NO
P8-10d														6	0	
Trave P2-3d	2,26	1,49	0,90	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,08	0,20	NO
														8	0	
Trave 1-3d	6,08	2,05	0,90	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,03	0,20	NO
														3	0	
Trave 3-4d	6,25	2,05	0,90	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,03	0,20	NO
														2	0	
Trave 9-7d	11,8	2,06	0,90	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,01	0,20	NO
	6													7	0	
Trave	2,90	2,90	0,90	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,06	0,20	NO
P13-7d														9	0	
Trave 7-6d	12,1	2,06	0,90	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,01	0,20	NO
	4													6	0	
Trave	1,72	1,00	0,90	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,11	0,20	NO
P76-P78														6	0	
Trave	2,67	4,60	0,90	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,07	0,20	NO
P78-P80														5	0	
Trave	3,45	1,80	0,90	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,05	0,20	NO
19-20d														8	0	
Trave P6-9d	2,08	1,07	0,90	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,09	0,20	NO
														6	0	
Trave	1,97	3,76	0,90	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,10	0,20	NO
20d-P56														2	0	
Trave 4d-P6	2,11	1,50	0,90	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,09	0,20	NO
														5	0	
Trave	2,13	4,16	0,90	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,09	0,20	NO
9d-20d														4	0	
Trave	4,39	2,80	0,90	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,04	0,20	NO
22d-22														6	0	
Trave 6-P10	6,87	2,05	0,90	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,02	0,20	NO
														9	0	
Trave	2,06	5,23	0,90	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,09	0,20	NO
P10-22d														7	0	
Trave	1,70	3,76	0,90	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,11	0,20	NO
22d-P60														8	0	
Trave	2,84	2,88	0,90	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,07	0,20	NO
P10-6d														1	0	
Trave	1,66	4,60	0,90	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,12	0,20	NO
P60-P63														0	0	
Trave 4-P19	3,34	2,05	0,90	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,06	0,20	NO
														0	0	
Trave	1,83	4,60	0,90	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,10	0,20	NO
P53-P56														9	0	
Trave	8,08	3,21	0,90	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,02	0,20	NO
P25-P23														5	0	

Verifiche per Carico Limite su fondazioni dirette

Descrizione	CS	Dimensioni e orientazione			Prof	Falda	Comp. Terreno	Coef. Cor. Terzaghi			Coef. Calc. Terzaghi			QMax	Qd, Rd	Intr v
		X	Y	Rtz				per N _q	per N _c	per N _γ	per N _q	per N _c	per N _γ			
		[m]	[m]	[°]	[m]	[m]								[N/mm ²]	[N/mm ²]	
Trave 11-P23	11,42	2,05	0,90	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,018	0,200	NO
Trave 12-11	9,23	3,09	0,90	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,022	0,200	NO
Trave P23-P36	NS	1,50	0,90	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,002	0,200	NO
Trave 12-P25	23,78	2,05	0,90	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,008	0,200	NO

LEGENDA - Verifiche per Carico Limite su fondazioni dirette

Descrizione	Descrizione dell'oggetto di fondazione al quale è riferita la verifica.
CS	Coefficiente di sicurezza [NS] = Non significativo.
Dimensioni	Dimensioni dell'elemento di fondazione.
Rtz	Angolo compreso tra l'asse X e il lato più lungo del minimo rettangolo che delimita il poligono della platea.
Prof	Profondità di posa dell'elemento di fondazione dal piano campagna.
Falda	Profondità di falda sotto l'elemento di fondazione dal piano campagna.
Comp. Terreno	Classificazione del comportamento del terreno ai fini del calcolo.
Coef. Cor. Terzaghi	Coefficienti correttivi per la formula di Terzaghi.
Coef. Calc. Terzaghi	Coefficienti di calcolo per la formula di Terzaghi.
QMax	Carico Massimo di Progetto allo SLU.
Qd, Rd	Resistenza di progetto del terreno.
Intr v	[SI] = nodo con presenza di rinforzo; [NO] = nodo senza rinforzo.

11 - TABULATI DI CALCOLO

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

Il Progettista