

# Comune di Francavilla d'Ete

## Provincia di Fermo

**INTERVENTO DI RISTRUTTURAZIONE E  
RIQUALIFICAZIONE  
FINALIZZATO AL MIGLIORAMENTO SISMICO  
SCUOLA PRIMARIA E DELL'INFANZIA VIA DIDARI  
L. 128/2013 - D.M. 23.01.2015 - DGR n. 124 del 02.03.2015**

## PROGETTO ESECUTIVO

**Committente: Amministrazione Comunale di Francavilla d'Ete,  
Piazza Vittorio Emanuele II n. 34, 63816 Francavilla d'Ete**

**Tavola  
10**

**Relazione di calcolo e sui materiali**

**Progettista e Direttore Lavori  
Ing. Marco Ramadori  
via Mazzini n.3, 63833 Montegiorgio  
Tel. e Fax 0734962399 - mobile: 3356375851  
e-mail:marco.ram@libero.it - pec:  
marco.ramadori@ingpec.eu**

**Responsabile del procedimento: Sindaco Carolini Nicola**

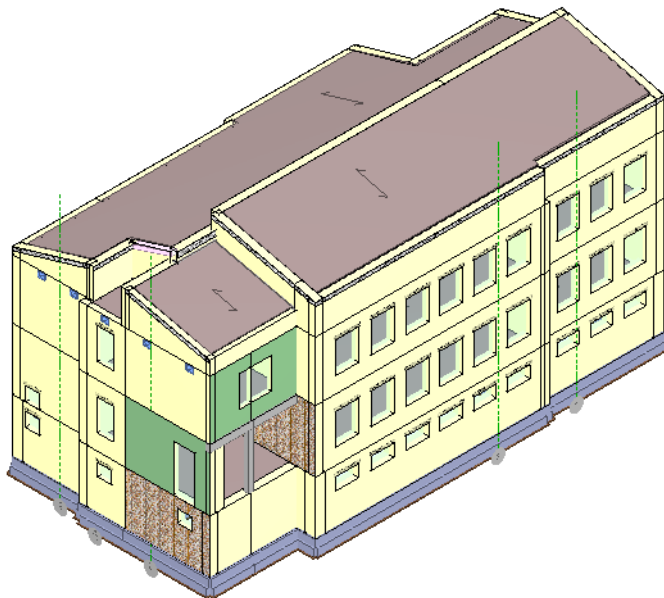
**Marzo 2015**

# 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:

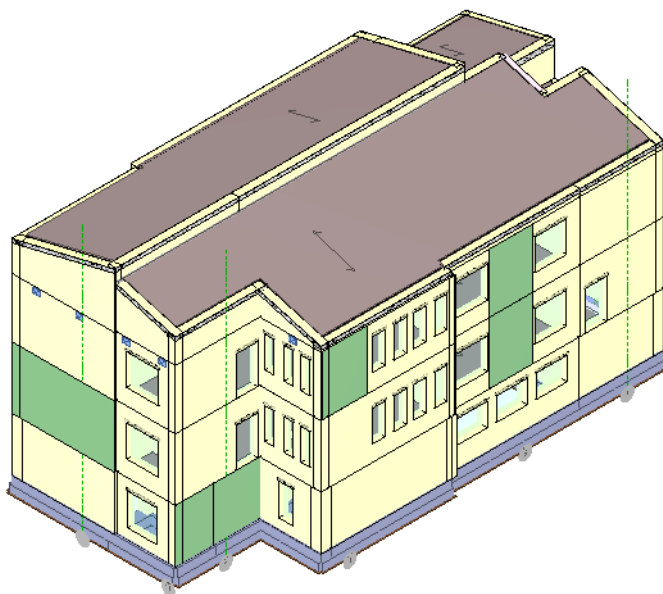
## Vista Anteriore

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 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.

3 - MATERIALI IMPIEGATI E RESISTENZE DI CALCOLO

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

LIVELLO DI CONOSCENZA E FATTORE DI CONFIDENZA

LC		Livello di Conoscenza e Fattore di Confidenza	
		FC	
LC1			1,35

LEGENDA:  
**LC** [LC1] = Conoscenza Limitata - [LC2] = Conoscenza Adeguata - [LC3] = Conoscenza Accurata.  
**FC** Fattore di confidenza applicato alle proprietà dei materiali

MATERIALI CALCESTRUZZO ARMATO

Caratteristiche calcestruzzo armato															
N <sub>id</sub>	γ <sub>k</sub>	α <sub>T, i</sub>	E	G	C <sub>Erid</sub>	Stz	R <sub>ck</sub>	R <sub>cm</sub>	%R <sub>ck</sub>	γ <sub>c</sub>	f <sub>cd</sub>	f <sub>ctd</sub>	f <sub>cfm</sub>	n	n Ac
	[N/m <sup>3</sup> ]	[1/°C]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[%]		[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]			[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]		
Cls C25/30_B450C - (C25/30)															
002	25.000	0,000010	31.447	13.10 <sub>3</sub>	60	F/P	30,00	-	0,85	1,50	10,45	1,33	2,27	15	003
Betoncino esterno - (BtnArm)															
005	18.000	0,000010	10.000	4.167	100	P	13,00	-	0,85	1,50	6,11	1,03	1,76	15	006
Betoncino interno - (BtnArm)															
007	18.000	0,000010	10.000	4.167	100	P	13,00	-	0,85	1,50	6,11	1,03	1,76	15	003

LEGENDA:  
**N<sub>id</sub>** Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.  
**γ<sub>k</sub>** Peso specifico.  
**α<sub>T,i</sub>** Coefficiente di dilatazione termica.  
**E** Modulo elastico normale.  
**G** Modulo elastico tangenziale.  
**C<sub>Erid</sub>** Coefficiente di riduzione del Modulo elastico normale per Analisi Sismica [E<sub>sisma</sub> = E·c<sub>Erid</sub>].  
**Stz** Tipo di situazione: [F] = di Fatto (Esistente); [P] = di Progetto (Nuovo).  
**R<sub>ck</sub>** Resistenza caratteristica cubica.  
**R<sub>cm</sub>** Resistenza media cubica.  
**%R<sub>ck</sub>** Percentuale di riduzione della R<sub>ck</sub>.  
**γ<sub>c</sub>** Coefficiente parziale di sicurezza del materiale.  
**f<sub>cd</sub>** Resistenza di calcolo a compressione.  
**f<sub>ctd</sub>** Resistenza di calcolo a trazione.  
**f<sub>cfm</sub>** Resistenza media a trazione per flessione.

Caratteristiche calcestruzzo armato

N <sub>id</sub>	γ <sub>k</sub>	α <sub>T,i</sub>	E	G	C <sub>Erid</sub>	Stz	R <sub>ck</sub>	R <sub>cm</sub>	%R <sub>ck</sub>	γ <sub>c</sub>	f <sub>cd</sub>	f <sub>ctd</sub>	f <sub>cfm</sub>	n	n Ac
n Ac	Identificativo, nella relativa tabella materiali, dell'acciaio utilizzato: [-] = parametro NON significativo per il materiale.														

MATERIALI MURATURA

Caratteristiche Muratura

N <sub>id</sub>	γ <sub>k</sub>	α <sub>T, i</sub>	E	G	C <sub>Erid</sub>	Stz	γ <sub>m,v</sub> / γ <sub>m,s</sub>	f <sub>cm(k)</sub> / f <sub>cd,v</sub> / f <sub>cd,s</sub>	f <sub>tk</sub> / f <sub>td,v</sub> / f <sub>td,s</sub>	f <sub>ck,0</sub> / f <sub>cd,0,v</sub> / f <sub>cd,0,s</sub>	f <sub>vk0</sub> / f <sub>vd0,v</sub> / f <sub>vd0,s</sub>	μ	λ	TRT		
															M	F
	[N/m <sup>3</sup> ]	[1/°C]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[%]			[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]					
Muratura in mattoni pieni e malta di calce - (M.P.S.)																
004	18.000	0,000010	2.250	755	100	F/P	3,00	4,68	0,120	4,68	0,120	0,40	20	2	2	
							2,00	1,16	0,030	1,16	0,030					
								1,73	0,044	1,73	0,044					

LEGENDA:

- N<sub>id</sub>** Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.
- γ<sub>k</sub>** Peso specifico.
- α<sub>T,i</sub>** Coefficiente di dilatazione termica.
- E** Modulo elastico normale.
- G** Modulo elastico tangenziale.
- C<sub>Erid</sub>** Coefficiente di riduzione del Modulo elastico normale per Analisi Sismica [ $E_{sisma} = E \cdot c_{Erid}$ ].
- Stz** Tipo di situazione: [F] = di Fatto (Esistente); [P] = di Progetto (Nuovo).
- γ<sub>m,s</sub>** Coefficiente parziale di sicurezza allo SLV della muratura nel caso di combinazioni SISMICHE.
- γ<sub>m,v</sub>** Coefficiente parziale di sicurezza allo SLU della muratura nel caso di combinazioni a carichi VERTICALI (NON sismiche).
- f<sub>cm(k)</sub>/** f<sub>cm(k)</sub> = Resistenza a compressione: media nel caso di muri "di Fatto" (Esistenti); caratteristica nel caso di muri "di Progetto" (Nuovi). f<sub>cd,v</sub> = Resistenza di calcolo a compressione per combinazioni a carichi VERTICALI (funzione di γ<sub>m,v</sub> e LC/FC). f<sub>cd,s</sub> = Resistenza di calcolo a compressione per combinazioni SISMICHE (funzione di γ<sub>m,s</sub> e LC/FC).
- f<sub>tk</sub>/** f<sub>tk</sub> = Resistenza caratteristica a trazione. f<sub>td,v</sub> = Resistenza di calcolo a trazione per combinazioni a carichi VERTICALI (funzione di γ<sub>m,v</sub> e LC/FC). f<sub>td,s</sub> = Resistenza di calcolo a trazione per combinazioni SISMICHE (funzione di γ<sub>m,s</sub> e LC/FC).
- f<sub>ck,0</sub>/** f<sub>ck,0</sub> = Resistenza caratteristica a compressione orizzontale. f<sub>cd,0,v</sub> = Resistenza a compressione orizzontale di calcolo per combinazioni a carichi VERTICALI (funzione di γ<sub>m,v</sub> e LC/FC). f<sub>cd,0,s</sub> = Resistenza a compressione orizzontale di calcolo per combinazioni SISMICHE (funzione di γ<sub>m,s</sub> e LC/FC).
- f<sub>cd,0,v</sub>/** f<sub>cd,0,v</sub> = Resistenza di calcolo a compressione orizzontale di calcolo per combinazioni SISMICHE (funzione di γ<sub>m,s</sub> e LC/FC).
- f<sub>cd,0,s</sub>/** f<sub>cd,0,s</sub> = Resistenza di calcolo a compressione orizzontale di calcolo per combinazioni SISMICHE (funzione di γ<sub>m,s</sub> e LC/FC).
- f<sub>vk0</sub>/** f<sub>vk0</sub> = Resistenza caratteristica a taglio senza compressione. f<sub>vd0,v</sub> = Resistenza di calcolo a taglio senza compressione per combinazioni a carichi VERTICALI (funzione di γ<sub>m,v</sub> e LC/FC). f<sub>vd0,s</sub> = Resistenza di calcolo a taglio senza compressione per combinazioni SISMICHE (funzione di γ<sub>m,s</sub> e LC/FC).
- f<sub>vd0,v</sub>/** f<sub>vd0,v</sub> = Resistenza di calcolo a taglio senza compressione per combinazioni SISMICHE (funzione di γ<sub>m,s</sub> e LC/FC).
- f<sub>vd0,s</sub>** f<sub>vd0,s</sub> = Resistenza di calcolo a taglio senza compressione per combinazioni SISMICHE (funzione di γ<sub>m,s</sub> 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 <sub>id</sub>	γ <sub>k</sub>	α <sub>T,i</sub>	E	G	Stz	f <sub>yk,1</sub> / f <sub>yk,2</sub>	f <sub>tk,1</sub> / f <sub>tk,2</sub>	f <sub>yd,1</sub> / f <sub>yd,2</sub>	f <sub>td</sub>	γ <sub>s</sub>	γ <sub>M1</sub>	γ <sub>M2</sub>	γ <sub>M3,SLV</sub>	γ <sub>M3,SLE</sub>	γ <sub>M7</sub>
	[N/m <sup>2</sup> ]	[1/°C]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]		[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]						
Acciaio B450C - (B450C)															
003	78.500	0,000010	210.000	80.769	P	450,00	-	391,30	-	1,15	-	-	-	-	-
						-		-							
Fibre di vetro - (FRN)															
006	10.000	0,000010	27.000	10.384	-	285,00	-	183,57	-	1,15	-	-	-	-	-
						-		-							

LEGENDA:

- N<sub>id</sub>** Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.
- γ<sub>k</sub>** Peso specifico.
- α<sub>T,i</sub>** 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<sub>tk,1</sub>** Resistenza caratteristica a Rottura (per profili <= 40 mm).
- f<sub>tk,2</sub>** Resistenza caratteristica a Rottura (per profili 40 mm < t <= 80 mm).
- f<sub>td</sub>** Resistenza di calcolo a Rottura (Bulloni).
- γ<sub>s</sub>** Coefficiente parziale di sicurezza allo SLV del materiale.

Caratteristiche acciaio

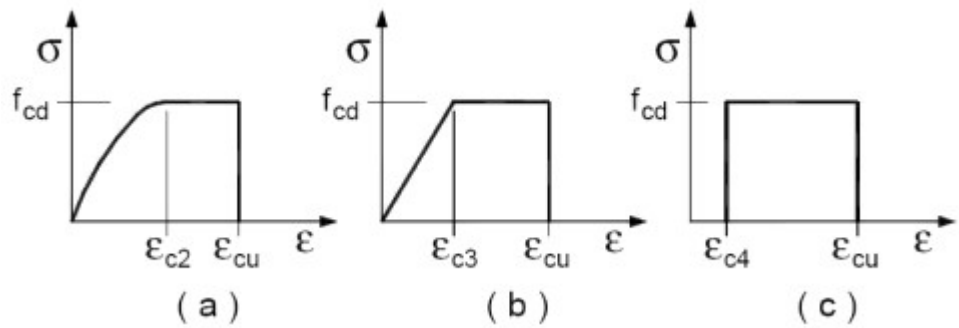
N <sub>id</sub>	γ <sub>k</sub>	α <sub>T, i</sub>	E	G	Stz	f <sub>yk,1</sub> /f <sub>yk,2</sub>	f <sub>tk,1</sub> /f <sub>tk,2</sub>	f <sub>yd,1</sub> /f <sub>yd,2</sub>	f <sub>td</sub>	γ <sub>s</sub>	γ <sub>M1</sub>	γ <sub>M2</sub>	γ <sub>M3,SLV</sub>	γ <sub>M3,SLE</sub>	γ <sub>M7</sub>
γ <sub>M1</sub>															
γ <sub>M2</sub>															
γ <sub>M3,SLV</sub>															
γ <sub>M3,SLE</sub>															
γ <sub>M7</sub>															
f <sub>yk,1</sub>															
f <sub>yk,2</sub>															
f <sub>yd,1</sub>															
f <sub>yd,2</sub>															
NOTE															

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<sub>m</sub> 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<sub>m</sub> è assunto sempre pari a **2**, come indicato all'ultimo comma del § 7.8.1.1.

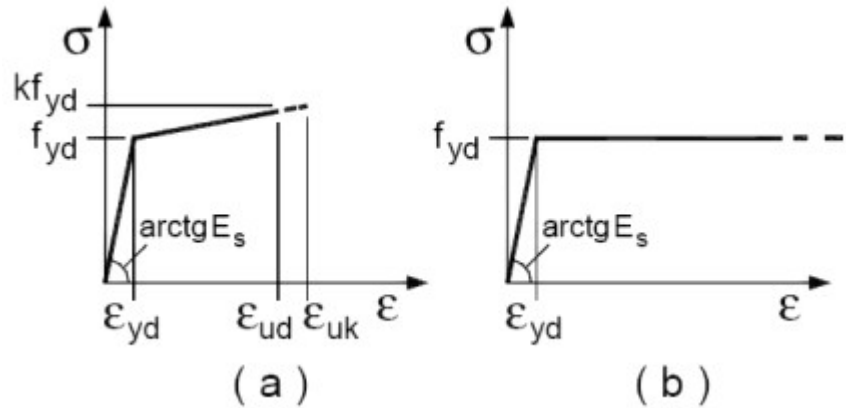
I diagrammi costitutivi degli eventuali elementi in calcestruzzo sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al punto 4.1.2.1.2.2 del D.M. 14 gennaio 2008; in particolare per le verifiche effettuate a pressoflessione retta e pressoflessione deviata è adottato il modello riportato in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



Diagrammi di calcolo tensione/deformazione del calcestruzzo.

I valori di deformazione assunti sono: ε<sub>c2</sub> = 0,0020; ε<sub>cu2</sub> = 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  $f_{yk}/\gamma_f$ . Il coefficiente di sicurezza  $\gamma_f$  si assume pari a 1.15.

Per il calcolo della capacità di eventuali **elementi/meccanismi duttili** o **fragili** si impiegano le proprietà dei materiali esistenti (resistenze medie ottenute dalle prove in situ e da informazioni aggiuntive) divise per i fattori di confidenza in relazione al livello di conoscenza raggiunto.

Per il calcolo della capacità di resistenza degli **elementi fragili primari**, le resistenze dei materiali (resistenze medie ottenute dalle prove in situ e da informazioni aggiuntive) si dividono per i corrispondenti coefficienti parziali e per i fattori di confidenza in relazione al livello di conoscenza raggiunto.

Per i materiali nuovi o aggiunti si impiegano le proprietà nominali.

## 4 - LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA

Sulla base delle informazioni acquisite:

- sulla GEOMETRIA (§ C8.A.1.A.1 - Circolare 02-02-2009 n. 617);
- sui DETTAGLI COSTRUTTIVI (§ C8.A.1.A.2 - Circolare 02-02-2009 n. 617);
- sulle PROPRIETA' DEI MATERIALI (§ C8.A.1.A.3 - Circolare 02-02-2009 n. 617).

con riferimento alla Tabella C8A.1.1 (Circolare 02-02-2009 n. 617) sono stati acquisiti il **LIVELLO DI CONOSCENZA** (LC - § C8.A.1.A.4 - Circolare 02-02-2009 n. 617) ed il **FATTORE DI CONFIDENZA** (FC - § C8.A.1.A.4 - Circolare 02-02-2009 n. 617) seguenti:

Livello di conoscenza e fattore di confidenza	
Livello di conoscenza	Fattore di confidenza
LC1	1.35
LEGENDA: Livello di conoscenza e fattore di confidenza	
Livello di conoscenza	[LC1] = Conoscenza Limitata - [LC2] = Conoscenza Adeguata - [LC3] = Conoscenza Accurata.
Fattore di confidenza	Fattore di confidenza applicato alle proprietà dei materiali.

### 4.1 Procedure per la valutazione della sicurezza e la redazione dei progetti

Per edifici esistenti, in coerenza con il § 8.2 delle NTC 08, l'analisi storico-critica ed il rilievo geometrico-strutturale devono evidenziare i seguenti aspetti:

- la costruzione riflette lo stato delle conoscenze al tempo della sua realizzazione;
- possono essere insiti e non palesi difetti di impostazione e di realizzazione;
- la costruzione può essere stata soggetta ad azioni, anche eccezionali, i cui effetti non siano completamente manifesti;
- le strutture possono presentare degrado e/o modificazioni significative rispetto alla situazione originaria.

Nella definizione dei modelli strutturali, si dovrà, inoltre, tenere conto che:

- la geometria e i dettagli costruttivi sono definiti e la loro conoscenza dipende solo dalla documentazione disponibile e dal livello di approfondimento delle indagini conoscitive;
- la conoscenza delle proprietà meccaniche dei materiali non risente delle incertezze legate alla produzione e posa in opera ma solo della omogeneità dei materiali stessi all'interno della costruzione, del livello di approfondimento delle indagini conoscitive e dell'affidabilità delle stesse;
- i carichi permanenti sono definiti e la loro conoscenza dipende dal livello di approfondimento delle indagini conoscitive.

#### •Analisi storico-critica

Ai fini di una corretta individuazione del sistema strutturale esistente e del suo stato di sollecitazione è stato importante ricostruire il processo di realizzazione e le successive modificazioni subite nel tempo dal manufatto, nonché gli eventi che lo hanno interessato. La documentazione reperita consiste in elaborati grafici e relazioni relativi a progetti precedenti.

#### •Rilievo geometrico-strutturale

Il rilievo geometrico-strutturale è stato riferito sia alla geometria complessiva dell'organismo che a quella degli elementi costruttivi, comprendendo i rapporti con le eventuali strutture in aderenza. Nel rilievo sono state rappresentate le modificazioni intervenute nel tempo, come desunte dall'analisi storico-critica.

Il rilievo ha avuto come fine l'individuazione dell'organismo resistente della costruzione, tenendo anche presente la

qualità e lo stato di conservazione dei materiali e degli elementi costitutivi.  
Sono stati rilevati anche gli eventuali dissesti, in atto o stabilizzati, ponendo particolare attenzione all'individuazione dei quadri fessurativi e dei meccanismi di danno.

•Caratterizzazione meccanica dei materiali

Per conseguire un'adeguata conoscenza delle caratteristiche dei materiali e del loro degrado, ci si è basati sull'eventuale documentazione già disponibile, su verifiche visive in situ.

5 - TERRENO DI FONDAZIONE

Le indagini effettuate, mirate alla valutazione della velocità delle onde di taglio ( $V_{s30}$ ) e/o del numero di colpi dello Standard Penetration Test (NSPT), permettono di classificare il profilo stratigrafico, ai fini della determinazione dell'azione sismica, di categoria **C [C - Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente 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.

6 - 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.

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

ANALISI CARICHI

Analisi carichi										
N <sub>id</sub>	T. C.	Descrizione del Carico	Tipologie di Carico	Peso Proprio		Permanente NON Strutturale		Sovraccarico Accidentale		Carico Neve
				Descrizione	PP	Descrizione	PNS	Descrizione	SA	
										[N/m <sup>2</sup> ]
001	S	Scala	Scale	<i>*vedi le relative tabelle dei carichi</i>	-	Pavimento, sottofondo e intonaco	580	Balconi, ballatoi e scale comuni (Cat. C2 – Tab. 3.1.II - DM 14.01.2008)	4.000	0
002	S	LatCem sottotetto 20	Abitazioni	Solaio di tipo tradizionale latero-cementizio di spessore 20 cm (16+4)	2.570	Intonaco inferiore	180	Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione (Cat. H1 – Tab. 3.1.II - DM 14.01.2008)	500	0
003	S	LatCem copertura 20	Coperture	Solaio di tipo tradizionale latero-cementizio di spessore 20 cm (16+4)	2.570	Impermeabilizzazione e tegole	448		0	816
004	S	LatCem interpiano 24	Scuole	Solaio di tipo tradizionale latero-cementizio di spessore 24 cm (20+4)	2.960	Pavimento e sottofondo, incidenza dei tramezzi e intonaco inferiore	1.820	Scuole (Cat. C1 – Tab. 3.1.II - DM 14.01.2008)	3.000	0
005	S	LatCem interpiano 24 + tramezzi	Scuole	Solaio di tipo tradizionale latero-cementizio di spessore 24 cm (20+4)	2.960	Pavimento e sottofondo, incidenza dei tramezzi e intonaco inferiore	3.420	Scuole (Cat. C1 – Tab. 3.1.II - DM 14.01.2008)	3.000	0

**LEGENDA:**  
**N<sub>id</sub>** 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/m<sup>2</sup>] per carichi Superficiali, [N/m] per carichi Lineari, [N] per carichi Concentrati.

## 7 - VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

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

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

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

I dati così calcolati sono stati utilizzati per determinare gli Spettri di Progetto nelle verifiche agli Stati Limite  
Si riportano di seguito le coordinate geografiche del sito rispetto al Datum ED50:

Latitudine	Longitudine	Altitudine
[°]	[°]	[m]
43.1904	13.5419	21

### 7.1 Verifiche di regolarità

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

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

REGOLARITÀ DELLA STRUTTURA IN PIANTA	
La configurazione in pianta è compatta e approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione di masse e rigidzze	NO
Il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui la costruzione risulta inscritta è inferiore a 4	SI
Nessuna dimensione di eventuali rientri o sporgenze supera il 25 % della dimensione totale della costruzione nella corrispondente direzione	NO
Gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali e sufficientemente resistenti	SI

REGOLARITÀ DELLA STRUTTURA IN ALTEZZA	
Tutti i sistemi resistenti verticali (quali telai e pareti) si estendono per tutta l'altezza della costruzione	NO
Massa e rigidzza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25 %, la rigidzza non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidzza 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	NO
Nelle strutture intelaiate progettate in CD "B" il rapporto tra resistenza effettiva e resistenza richiesta dal calcolo non è significativamente diverso per orizzontamenti diversi (il rapporto fra la resistenza effettiva e quella richiesta, calcolata ad un generico orizzontamento, non deve differire più del 20% dall'analogo rapporto determinato per un altro orizzontamento); può fare eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti <b>[non significativo per le strutture in muratura]</b>	-
Eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengono in modo graduale da un orizzontamento al successivo, rispettando i seguenti limiti: ad ogni orizzontamento il rientro non supera il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento, né il 20% della dimensione corrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro piani per il quale non sono previste limitazioni di restringimento	NO

La rigidzza è calcolata come rapporto fra il taglio complessivamente agente al piano e  $\delta$ , spostamento relativo di piano (il taglio di piano è la sommatoria delle azioni orizzontali agenti al di sopra del piano considerato). Tutti i valori calcolati ed utilizzati per le verifiche sono riportati nei tabulati di calcolo nella relativa sezione.

La struttura è pertanto:

- NON REGOLARE in pianta NON REGOLARE in altezza



## 7.2 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 **3**.

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

Stato Limite	Parametri di pericolosità sismica							
	$a_g$	$F_o$	$T_c^*$	$C_c$	$T_b$	$T_c$	$T_d$	$S_s$
	[g]		[s]		[s]	[s]	[s]	[s]
SLO	0.0645	2.434	0.286	1.59	0.151	0.454	1.858	1.50
SLD	0.0808	2.438	0.301	1.56	0.157	0.470	1.923	1.50
SLV	0.2045	2.445	0.343	1.50	0.171	0.512	2.418	1.40
SLC	0.2638	2.471	0.350	1.48	0.173	0.520	2.655	1.31

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  $q$  per sisma orizzontale in direzione X: **2,70**

Fattore di Struttura  $q$  per sisma orizzontale in direzione Y: **2,70**

Fattore di Struttura  $q$  per sisma verticale: **1,50**

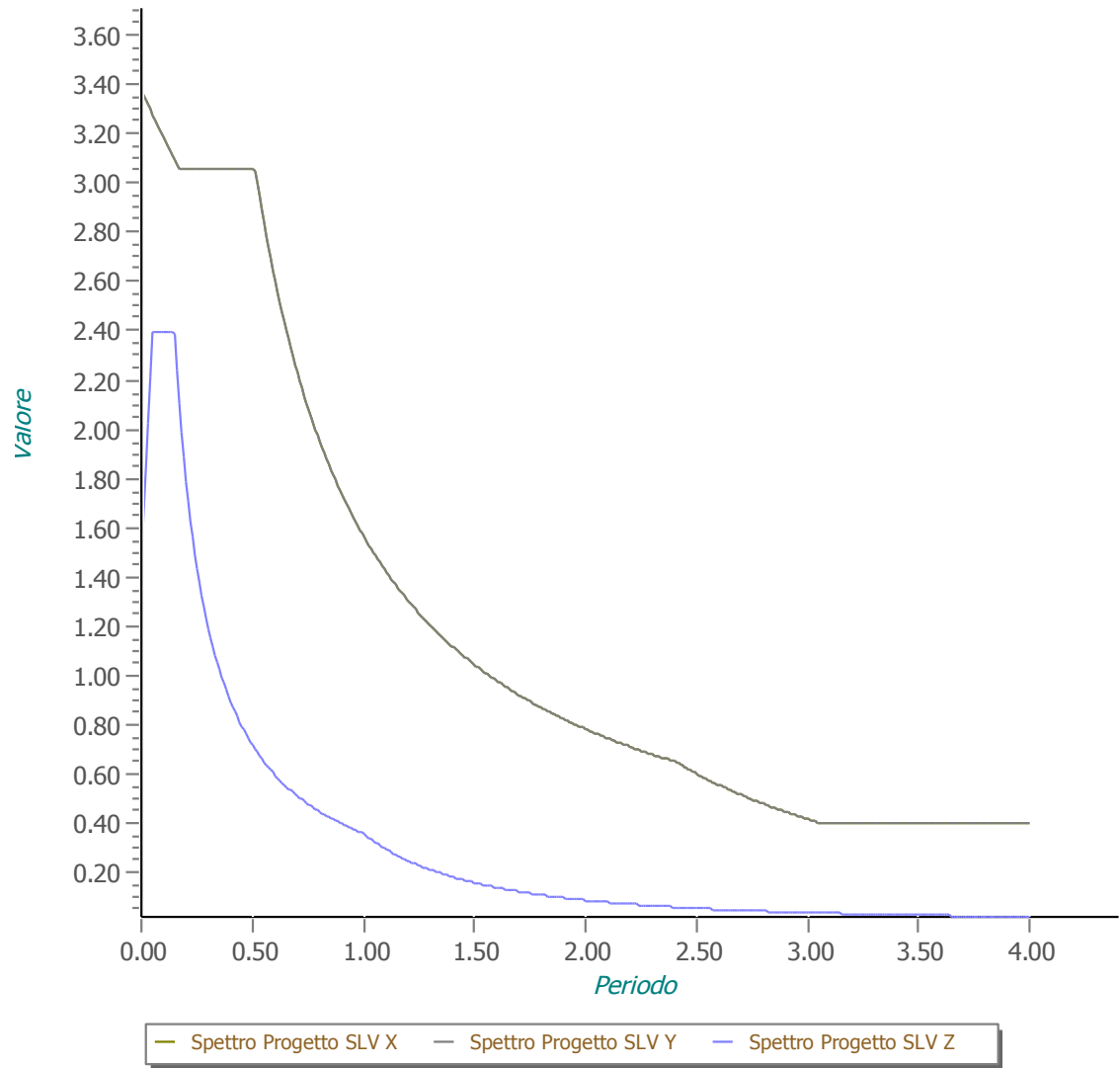
Essendo la struttura oggetto di studio una **struttura esistente**, il fattore di struttura è invece calcolato secondo quanto indica la *Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti*, al § C8.7.1.2. Per la verifica di edifici con analisi lineare ed impiego del fattore  $q$ , il valore da utilizzare per quest'ultimo è pari a:

- $q = 2,0 \times \alpha_u / \alpha_1$  per edifici regolari in elevazione
- $q = 1,5 \times \alpha_u / \alpha_1$  negli altri casi

in cui  $\alpha_u$  e  $\alpha_1$  sono definiti al § 7.8.1.3 delle NTC. In assenza di più precise valutazioni, potrà essere assunto un rapporto  $\alpha_u / \alpha_1$  pari a 1,5.

Gli spettri utilizzati sono riportati nella successiva figura.

Grafico degli Spettri di Risposta



7.3 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 (18) ha consentito, nelle varie condizioni, di mobilitare le seguenti percentuali delle masse della struttura:

Stato Limite	Direzione Sisma	%
salvaguardia della vita	X	91.4
salvaguardia della vita	Y	93.8
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):

$$E = \sqrt{\sum_{i,j=1,n} \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j}$$

con

$$\rho_{ij} = \frac{8 \cdot \xi^2 \cdot (1 + \beta_{ij}) \cdot \beta_{1j}^{\frac{3}{2}}}{(1 - \beta_{ij}^2)^2 + 4 \cdot \xi^2 \cdot \beta_{ij} \cdot (1 + \beta_{ij}^2)}$$

$$\beta_{ij} = \frac{\varpi_i}{\varpi_j}$$

dove:

- n è il numero di modi di vibrazione considerati
- $\xi$  è il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente espresso in percentuale;
- $\beta_{ij}$  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 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.

## 7.4 Valutazione degli spostamenti

Gli spostamenti  $d_E$  della struttura sotto l'azione sismica di progetto allo SLU si ottengono moltiplicando per il fattore  $\mu_d$  i valori  $d_{Ee}$  ottenuti dall'analisi lineare, dinamica o statica, secondo l'espressione seguente:

$$d_E = \pm \mu_d \cdot d_{Ee} \quad \text{dove}$$

$$\mu_d = q \text{ se } T_1 \geq T_C \quad \mu_d = 1 + (q - 1) \cdot T_C / T_1 \quad \text{se } T_1 < T_C \quad \text{In ogni caso } \mu_d \leq 5q - 4.$$

## 7.5 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:

$$E_{EdX} \pm 0.30E_{EdY} \qquad E_{EdY} \pm 0.30E_{EdX}$$

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:

$$E_{EdX} \pm 0.30E_{EdY} \pm 0.30E_{EdZ} \qquad E_{EdY} \pm 0.30E_{EdX} \pm 0.30E_{EdZ} \qquad E_{EdZ} \pm 0.30E_{EdX} \pm 0.30E_{EdY}$$

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.

## 7.6 Eccentricità accidentali

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

## 8 - 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.

### 8.1 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:
  - 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;
- $\psi_{0i}$  sono i coefficienti di combinazione per tenere conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i rispettivi valori caratteristici.

Le 162 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;
- $\psi_{2i}$  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  $\psi_{2i}$  sono riportati nella seguente tabella:

Categoria/Azione	$\psi_{2i}$
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 $\leq 30$ 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 $\leq 1000$ 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 delle fondazioni, sono state effettuate con l'**Approccio 2** come definito al p. 2.6.1 del DM 14/01/2008, attraverso la combinazione **A1+M1+R3**. Le azioni sono state amplificate tramite i coefficienti della colonna A1 (STR) definiti nella tabella 6.2.I del DM 14/01/2008.

I valori di resistenza del terreno sono stati ridotti tramite i coefficienti della colonna M1 definiti nella 6.2.II del DM 14/01/2008.

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.

### 8.2 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;
- $\psi_{2i}$  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  $\psi_{2i}$  sono riportati nella tabella di cui allo SLV.

### 8.3 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:

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

dove:

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

Ai coefficienti  $\psi_{0i}$ ,  $\psi_{1i}$ ,  $\psi_{2i}$  sono attribuiti i seguenti valori:

Azione	$\psi_{0i}$	$\psi_{1i}$	$\psi_{2i}$
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 $\leq 30$ 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 $\leq 1000$ 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" (5).

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.

## 9 - CODICE DI CALCOLO IMPIEGATO

### 9.1 Denominazione

Nome del Software	<b>EdiLus 30.00 b</b>
Caratteristiche del Software	Software per il calcolo di strutture agli elementi finiti per Windows
Numero di serie	85126035
Intestatario Licenza	RAMADORI ing. MARCO
Produzione e Distribuzione	<b>ACCA software S.p.A.</b> Via Michelangelo Cianciulli 83048 Montella (AV) Tel. 0827/69504 r.a. - Fax 0827/601235 e-mail: info@acca.it - Internet: www.acca.it

## 9.2 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.

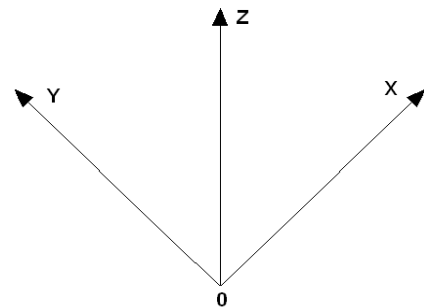
Tutti i risultati del calcolo sono forniti, oltre che in formato numerico, anche in formato grafico permettendo così di evidenziare agevolmente eventuali incongruenze.

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.

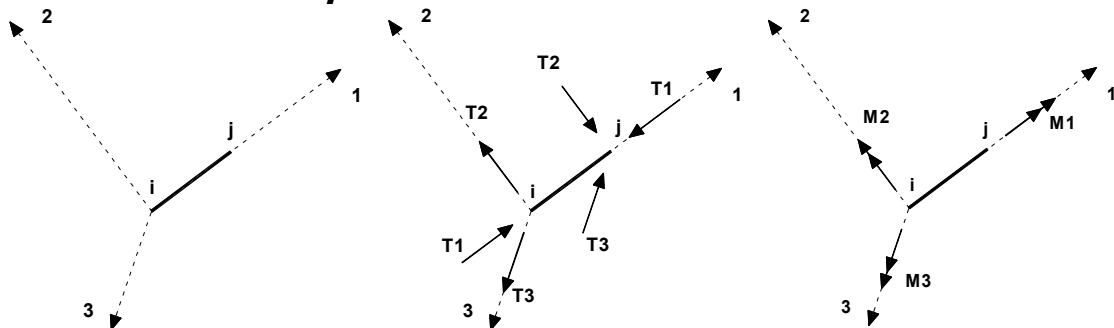
## 9.3 Sistemi di Riferimento

### 9.3.1 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).



### 9.3.2 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.

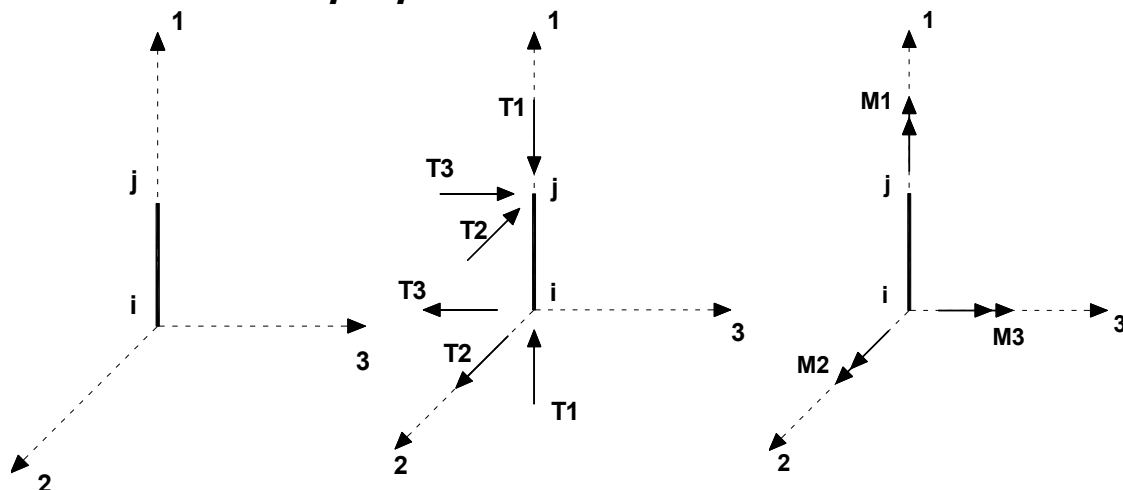
Definiti  $i$  e  $j$  i nodi iniziale e finale della Trave, viene individuato un sistema di assi cartesiani 1-2-3 locale all'elemento, con origine nel Nodo  $i$  così composto:

- 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:

- 1.Sollecitazione di Trazione o Compressione  $T1$  (agente nella direzione  $i-j$ );
- 2.Sollecitazioni taglienti  $T2$  e  $T3$ , 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 ( $M2$  e  $M3$ );
- 4.Sollecitazione torcente  $M1$ .

### 9.3.3 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:

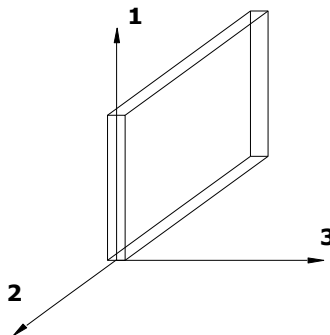
- una forza di trazione o compressione  $T1$ , agente lungo l'asse locale 1;
- due forze taglienti  $T2$  e  $T3$  agenti lungo i due assi locali 2 e 3;
- due vettori momento (flettente)  $M2$  e  $M3$  agenti lungo i due assi locali 2 e 3;
- un vettore momento (torcente)  $M1$  agente lungo l'asse locale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

### 9.3.4 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.

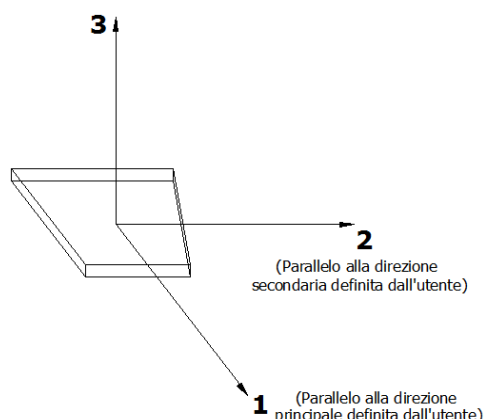
Un'ultima notazione deve essere riservata alla modalità con cui il programma fornisce le armature delle pareti, con riferimento alla faccia anteriore e posteriore.

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.

### 9.3.5 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:

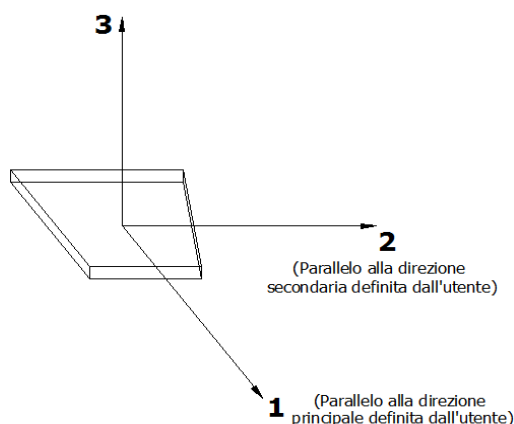
- asse 1, coincidente con la direzione principale di armatura;
- asse 2, coincidente con la direzione secondaria di armatura;
- asse 3, ortogonale al piano della parete, che completa la terna levogira.



### 9.3.6 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.



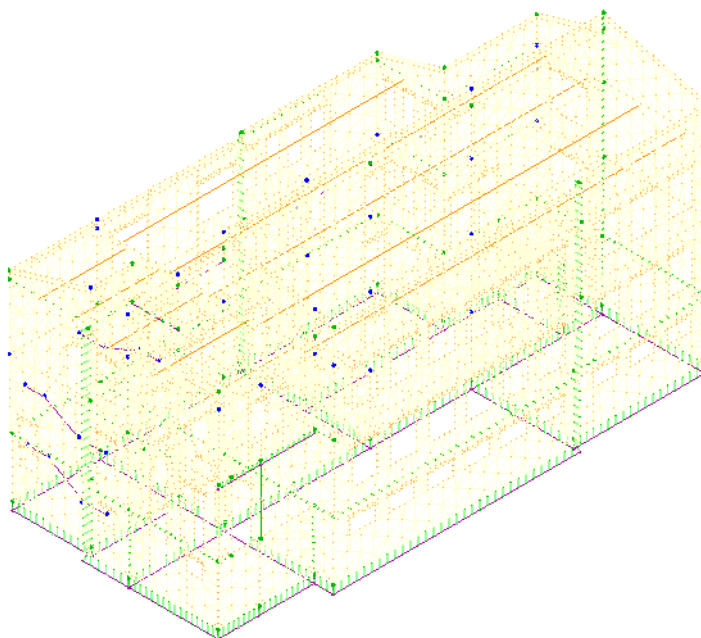
## 9.4 Modello di Calcolo

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

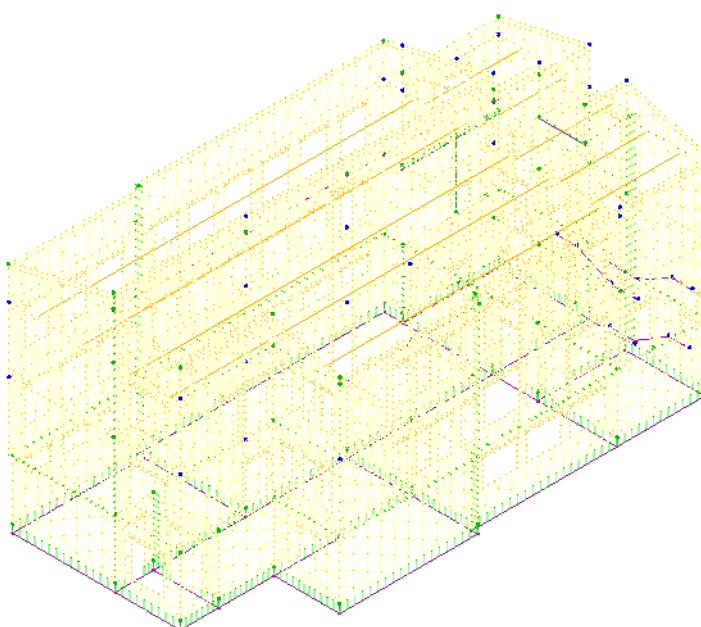
Viene definita un'opportuna numerazione degli elementi (nodi, aste, shell) costituenti il modello, al fine di individuare celermente ed univocamente ciascun elemento nei tabulati di calcolo.

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.

## 9.5 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.

### 9.5.1 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 ( $M_s$ ) con il momento ultimo resistente ( $M_R$ ), 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. Nel caso di una sezione rettangolare, tale momento ultimo può essere calcolato come:

$$M_R = (L^2 \cdot t \cdot \sigma_o / 2) (1 - \sigma_o / 0,85 \cdot f_d) \text{ dove:}$$

$M_R$  è il momento corrispondente al collasso per pressoflessione

$L$  è la lunghezza complessiva della parete (inclusiva della zona tesa)

$t$  è lo spessore della zona compressa della parete

$\sigma_o = P / (L \cdot t)$  è la tensione normale media, riferita all'area totale della sezione, con  $P$  forza assiale agente (positiva se di compressione).  $M_R = 0$  se  $P$  è di trazione oppure se  $(1 - \sigma_o / 0,85 \cdot f_d) < 0$

$f_d = f_k / \gamma_M$  è la resistenza a compressione di calcolo della muratura

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 ( $V_{Ed}$ ) con il taglio ultimo resistente ( $V_{Rd}$ ) calcolato secondo l'espressione (7.8.3) del DM 14/01/2008. Per gli elementi realizzati in muratura armata, il taglio ultimo resistente ( $V_{Rd}$ ) 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 ( $M_s$ ) con il momento ultimo resistente ( $M_R$ ), 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. Nel caso di una sezione rettangolare tale momento ultimo può essere calcolato come:

$$M_R = (t^2 \cdot L \cdot \sigma_o / 2) (1 - \sigma_o / 0,85 \cdot f_d) \text{ dove:}$$

$M_R$  è il momento corrispondente al collasso per pressoflessione

$L$  è la lunghezza complessiva della parete (inclusiva della zona tesa)

$t$  è lo spessore della zona compressa della parete

$\sigma_o = P/(L \cdot t)$  è la tensione normale media, riferita all'area totale della sezione, con  $P$  forza assiale agente (positiva se di compressione).  $M_R = 0$  se  $P$  è di trazione oppure se  $(1 - \sigma_o / 0,85 \cdot f_d) < 0$

$f_d = f_k / \gamma_M$  è la resistenza a compressione di calcolo 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, confrontando lo sforzo normale di calcolo ( $N_s$ ) con lo sforzo normale resistente ( $N_R$ ). Nel caso di una sezione rettangolare tale sforzo normale resistente può essere calcolato come:

$$N_R = \Phi_t \cdot A \cdot f_d \text{ dove:}$$

$A = L \cdot t$  è l'area della parete

$f_d = f_k / \gamma_M$  è la resistenza a compressione di calcolo della muratura

$\Phi_t$  è il coefficiente "trasversale" di riduzione della resistenza; in particolare:

• per le sezioni di **testa/piede** viene calcolato con la relazione (6.4) (EN 1996-1-1:2006):

$$\Phi_t = 1 - \frac{2 \cdot e_i}{t}$$

$$\text{con } e_i = e_{FP} + e_{imp} = M_s / N_s + H / 200 \geq 0,05 \cdot t$$

• per le sezioni di **mezzeria** viene calcolato secondo le indicazioni di Annex G EN 1996-1-1:2006

Per gli elementi realizzati in muratura armata, il momento ultimo resistente ( $M_R$ ) 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:

$$M_R = H_p \cdot h / 2 \cdot [1 - H_p / (0,85 \cdot f_{hd} \cdot h \cdot t)] \text{ dove}$$

$H_p$  è il minimo tra la resistenza a trazione dell'elemento teso disposto orizzontalmente ed il valore  $0,4 f_{hd} \cdot h \cdot t$

$f_{hd} = f_{hk} / \gamma_M$  è la resistenza di calcolo a compressione della muratura in direzione orizzontale (nel piano della parete)

• **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:

$$V_R = \min \{V_t; V_p\} \text{ con}$$

$$V_t = h \cdot t \cdot f_{vd0}$$

$$V_p = H_p \cdot h / L \cdot [1 - H_p / (0,85 \cdot f_{hd} \cdot h \cdot t)] \text{ dove}$$

$h$  è l'altezza della sezione della trave

$f_{vd0} = f_{vk0} / \gamma_M$  è la resistenza di calcolo a taglio in assenza di compressione

$L$  è la luce libera della trave in muratura

Negli edifici in muratura esistente, in cui vi è una carenza sistematica di elementi di collegamento tra le pareti a livello degli orizzontamenti, è possibile richiedere una valutazione della vulnerabilità nei riguardi di meccanismi locali, che possono interessare non solo il collasso fuori dal piano di singoli pannelli murari, ma più ampie porzioni dell'edificio (ribaltamento e/o spanciamento di intere pareti mal collegate, ribaltamento e/o spanciamento di pareti sommitali, ecc.). Il modello utilizzato per questo tipo di valutazioni è quello dell'analisi limite dell'equilibrio delle strutture murarie, di cui al § C8.A.4 della Circolare n. 617 del 02/02/2009.

Per ogni possibile meccanismo locale, ritenuto significativo per l'edificio, il metodo si articola nei seguenti passi:

- trasformazione di una parte della costruzione in un sistema labile (catena cinematica), attraverso l'individuazione di corpi rigidi, definiti da piani di frattura ipotizzabili per la scarsa resistenza a trazione della muratura, in grado di ruotare o scorrere tra loro (meccanismo di danno e collasso);
- valutazione del moltiplicatore orizzontale dei carichi  $\alpha_0$  che comporta l'attivazione del meccanismo (stato limite di danno);
- valutazione dell'evoluzione del moltiplicatore orizzontale dei carichi  $\alpha$  al crescere dello spostamento  $d_k$  di un punto di controllo della catena cinematica, usualmente scelto in prossimità del baricentro delle masse, fino all'annullamento della forza sismica orizzontale;
- trasformazione della curva così ottenuta in curva di capacità, ovvero in accelerazione  $a^*$  e spostamento  $d^*$  spettrali, con valutazione dello spostamento ultimo per collasso del meccanismo (stato limite ultimo);
- verifiche di sicurezza, attraverso il controllo della compatibilità delle resistenze richieste alla struttura (*analisi cinematica lineare*).

Per l'applicazione del metodo di analisi, si ipotizza:

- resistenza nulla a trazione della muratura;
- assenza di scorrimento tra i blocchi;
- resistenza a compressione infinita della muratura.

Nei tabulati di calcolo, per brevità, non potendo riportare una così grossa mole di dati, si riportano le sollecitazioni che hanno dato luogo al minimo coefficiente di sicurezza.

Per quanto attiene agli elementi esistenti (di *Fatto*), ai fini delle verifiche di sicurezza, gli elementi strutturali vengono distinti in **duttili** e **fragili**. La classificazione degli elementi/meccanismi nelle due categorie è di seguito riportata:

- **duttili**: travi, pilastri e pareti/setti inflesse con e senza sforzo normale;
- **fragili**: meccanismi di taglio in travi, pilastri, pareti/setti e nodi.

Nel caso di uso del fattore di struttura, tutti gli elementi strutturali "duttili" devono soddisfare la condizione che la sollecitazione indotta dall'azione sismica, ridotta del fattore di struttura  $q$ , sia inferiore o uguale alla corrispondente resistenza. Tutti gli elementi strutturali "fragili" devono, invece, soddisfare la condizione che la sollecitazione indotta dall'azione sismica, ridotta per  $q = 1.5$ , sia inferiore o uguale alla corrispondente resistenza. Per gli elementi fragili, la resistenza a taglio si valuta come nel caso di situazioni non sismiche.

Per i nodi, la verifica di resistenza viene eseguita secondo quanto indicato nel § C8.7.2.5 della succitata Circolare verificando sia la resistenza a trazione diagonale [relazione (8.7.2.2)] che quella a compressione diagonale [relazione (8.7.2.3)].

Per quanto concerne gli elementi strutturali di nuova realizzazione (di *Progetto*), la progettazione e verifica di tali elementi segue le stesse regole previste per le strutture di nuova edificazione.

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  $\alpha$  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.

## 10 - SPINTA DEL TERRENO

Il calcolo della spinta del terrapieno, in condizioni **statiche**, viene effettuato con:

$$E_d = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K \cdot H^2$$

; in cui:

$\gamma$  : peso unità di volume del terreno;

$H$  : altezza del terrapieno;

$K$  : coefficiente di spinta.

In condizioni **sismiche** la formula precedente diventa:

$$E_d = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (1 \pm k_v) \cdot K \cdot H^2$$

con:

$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h$  = coefficiente di intensità sismico verticale;

$$k_h = \beta_m \cdot S_T \cdot S_S \cdot \frac{a_g}{g}$$

= coefficiente di intensità sismico orizzontale;

$\beta_m$  = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

$S_S$  = coefficiente di amplificazione stratigrafico;

$S_T$  = coefficiente di amplificazione topografico;

$a_g/g$  = coefficiente di accelerazione al suolo.

Il calcolo del coefficiente di spinta  $K$  viene calcolato secondo la formulazione di Mononobe-Okabe [OPCM 3274 § 4.4.3 - EN 1998-5 (EC8) Appendice E]:

$$K = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \cdot \sin^2 \psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \sin(\psi + \beta)}} \right]^2} \quad (\text{per } \beta \leq \phi - \theta);$$

$$K = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \cdot \sin^2 \psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta)} \quad (\text{per } \beta > \phi - \theta) ;$$

dove:

$\phi$  = angolo di attrito del terreno;

$\psi$  = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della parete del muro rivolta a monte (assunto pari a 90°);

$\beta$  = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della superficie del terrapieno (assunto pari a zero);

$\delta$  = valore di calcolo dell'angolo di resistenza a taglio tra terreno e muro (assunto pari a zero);

$\theta$  = angolo definito dalla seguente espressione (pari a zero in condizioni **statiche**):

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

### Spinta Passiva

Viene calcolato secondo la formulazione di Mononobe-Okabe [OPCM 3274 § 4.4.3 - EN 1998-5 (EC8) Appendice E]:

$$K = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \cdot \sin^2 \psi \cdot \sin(\psi + \theta) \cdot \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin \phi \cdot \sin(\phi + \beta - \theta)}{\sin(\psi + \beta) \cdot \sin(\psi + \theta)}} \right]^2} .$$

### Spinta a Riposo

Viene calcolato secondo la formulazione:

$$K = 1 - \sin \phi .$$

### Spinta Utente

Va infine ricordato che il coefficiente di spinta K può essere altresì liberamente indicato dall'utente.

#### •Terreno con Sovraccarico

In caso di terreno in cui a tergo della parete agisce un sovraccarico (Q), viene calcolato il contributo:

$$\Delta \sigma_Q = K \cdot Q .$$

#### •Terreno con Coesione

In caso di terreno dotato di coesione (c), viene calcolato il contributo:

$$\Delta \sigma_c = 2 \cdot c \cdot \sqrt{K} ;$$

che può essere additivo (spinta passiva) o sottrattivo (spinta attiva/a riposo).

## 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", presenti nel cd, costituente parte integrante della presente relazione.*

Montegiorgio, 28/03/2015