



UNIONE EUROPEA

FONDI
STRUTTURALI
EUROPEI **pon**
2014-2020



Ministero dell'Istruzione, dell'Università e della Ricerca
Dipartimento per la Programmazione
Direzione Generale per interventi in materia di edilizia
scolastica, per la gestione dei fondi strutturali per
l'istruzione e per l'innovazione digitale
Ufficio IV

PER LA SCUOLA - COMPETENZE E AMBIENTI PER L'APPRENDIMENTO (FSE-FESR)

VISTI ED APPROVAZIONI:

COMUNE DI TROINA - LIBERO CONSORZIO COMUNALE DI ENNA

PON FESR 2014-2020

"Competenze e ambienti per l'apprendimento"
Asse II infrastrutture per l'istruzione

LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA E DI
MIGLIORAMENTO DELL'ACCESSIBILITA'
DELLA SEDE DELL'ISTITUTO SUPERIORE
"ETTORE MAJORANA" DI TROINA -
ADEGUAMENTO SISMICO
- PROGETTO DEFINITIVO -

DENOMINAZIONE TAVOLA:

Relazione tecnica
Relazione Generale di Calcolo
Relazione sui Materiali

RELAZIONE

REV. 1.0

A2

COMMITTENTE:

LIBERO CONSORZIO COMUNALE DI ENNA

I.I.S.S. "ETTORE MAJORANA" DI TROINA
(Accordo prot. 22012 del 17/10/2017)

R.U.P.: Arch. Rosalba Felice

PROGETTISTI

Ing. Rosario Muscarello

Ing. Antonino Stanzù

Ing. Rosario Muscarello

Piazza G. Matteotti, 3 (94010) Gagliano Castelferrato (EN)

Tel.: 0935 693879 - cell: 380 7135341

E-Mail: saromuscarello@gmail.com

pec: rosario.muscarello@ordine.ingegnerienna.it

Ing. Antonino Stanzù

Viale della Regione, 4 (98031) Capizzi (ME)

Tel.: 0935 933964 cell: 335 6037741

E-Mail: ing.stanzu@gmail.com

pec: antonino.stanzu@ingpec.eu

Indice generale

1. INTRODUZIONE	4
2. CARATTERISTICHE GENERALI DELL'EDIFICIO	5
2.1 CORPI STRUTTURALI	5
2.2 DESCRIZIONE DELL'OPERA.....	5
2.3 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLE STRUTTURE OGGETTO DI VERIFICA	7
3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	8
3.1 AZIONI SULLE STRUTTURE	9
3.2 RIFERIMENTI TECNICI ESSENZIALI	9
4. MATERIALI	9
5. MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA	10
6. AZIONI SULLA COSTRUZIONE	11
6.1 CARICHI VARIABILI.....	11
7. ANALISI DEI CARICHI UNITARI	12
7.1 CORPO ORIGINARIO	12
7.2 AMPLIAMENTO.....	20
8. VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA	25
8.1 VITA NOMINALE.....	26
8.2 CLASSE D'USO	26
8.3 PERIODO DI RIFERIMENTO DELL'AZIONE SISMICA	27
8.4 PARAMETRI DI PERICOLOSITÀ SISMICA.....	27
8.5 STATI LIMITE PER LE VERIFICHE SISMICHE	27
8.6 SUOLO DI FONDAZIONE	28
8.7 SPETTRO ELASTICO	29
9. MECCANISMI RICORRENTI DI COLLASSO	32
9.1 SEZIONI RIDOTTE DEI PILASTRI E LUCI ELEVATE IN CAMPATA	32
9.2 SISTEMA RESISTENTE IN UN'UNICA DIREZIONE.....	32
9.3 NODI NON CONFINATI.....	33
9.4 REGOLARITÀ IN PIANTA ED IN ALTEZZA	33
9.5 PRESENZA DI PIANI SOFFICI	33

9.6	ELEMENTI STRUTTURALI TOZZI	33
9.7	COLLASSO DELLE TAMPONATURE	33
9.8	IL SISTEMA DI FONDAZIONE	33
10.	PERICOLOSITA' SISMICA DEL TERRITORIO	34
10.1	LA SISMICITÀ IN SICILIA	35
10.3	PERICOLOSITÀ SISMICA DI TROINA	37
11.	ANALISI DEI MODELLI STRUTTURALI.....	37
11.1	ECCENTRICITÀ DEL CENTRO DI MASSA E DI RIGIDEZZA.....	37
11.2	COMPORAMENTI MODALI	38
11.3	DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI.....	42
12.	METODO DI ANALISI	48
12.1	ANALISI STATICA NON LINEARE	48
12.2	MODELLI DI CAPACITÀ PER LA VALUTAZIONE DEGLI ELEMENTI DUTTILI.....	49
12.2.1	<i>Stato limite di collasso (CO)</i>	49
12.2.2	<i>Stato limite di danno severo (DS)</i>	50
12.2.3	<i>Stato limite di danno limitato (DL)</i>	50
12.3	MODELLI DI CAPACITÀ PER LA VALUTAZIONE DEGLI ELEMENTI FRAGILI.....	51
12.3.1	<i>Travi e pilastri sollecitati a taglio</i>	51
12.3.2	<i>Nodi trave-pilastro</i>	51
12.4	CURVA DI CAPACITÀ.....	52
12.5	MODELLI DI CALCOLO	53
13.	INDICI DI RISCHIO E SINTESI DEI RISULTATI	55
13.1	RISULTATI GENERALI PUSHOVER ANTE INTERVENTO CORPO ORIGINARIO	57
14.2	RISULTATI GENERALI PUSHOVER POST INTERVENTO CORPO ORIGINARIO.....	58
14.3	RISULTATI GENERALI PUSHOVER CORPO AGGIUNTO.....	59

**LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA E DI MIGLIORAMENTO
DELL'ACCESSIBILITA' DELLA SEDE DELL'ISTITUTO
SUPERIORE "ETTORE MAJORANA" DI TROINA
- ADEGUAMENTO SISMICO -
P.O.N.
"Ambienti per l'apprendimento" FESR 2014-2020
ASSE II – "Qualità degli ambienti scolastici "**



Figura 1-Facciata principale dell'edificio

Premessa

Il progetto definitivo, affidato all'ing. Rosario Muscarello e all'ing. Antonino Stanzù, è stato realizzato per incarico del Dirigente scolastico dall'IISS "E. Majorana" con disciplinare n. 6865 del 31/10/2017.

Il progetto rientra nella riqualificazione degli ambienti scolastici nell'ambito del programma operativo nazionale per la scuola, asse II, infrastrutture per l'istruzione (fesr) azione 10.7.1" , e, pertanto sono stati presi in considerazione interventi urgenti di adeguamento e miglioramento sismico

e interventi per la riqualificazione e miglioramento energetico di tutto l'edificio.

1. INTRODUZIONE

La presente relazione descrive le modalità, i modelli strutturali e le specifiche impiegate per le verifiche tecniche finalizzate alla valutazione della sicurezza sismica dell'edificio che ospita l'Istituto di Istruzione Secondaria Superiore "E. Majorana" di Troina (EN) di proprietà della Provincia Regionale di Enna.

Lo scopo principale della presente relazione è stabilire i livelli di sicurezza sismica dell'edificio nei confronti delle azioni di progetto previste dalle norme tecniche vigenti (D.M. 14/01/08); a tal fine la Circolare Cons. Sup. LL.PP. 617 del 19 febbraio 2009 e 'OPCM 3431/2005 forniscono le regole applicative.

Il progetto delle indagini ha consentito di acquisire un livello di conoscenza adeguata "LC2" attraverso una campagna di prove in sito ed in laboratorio sia di tipo distruttivo sia di tipo semidistruttivo o non distruttivo i cui risultati sono discussi nella *Relazione sulle indagini e sui materiali*.

Tale livello di conoscenza consente l'applicazione, in fase di modellazione, dell'analisi statica non lineare (pushover) per la determinazione della curva di capacità della struttura.

I lavori che si intendono eseguire sono relativi all'adeguamento sismico del suddetto edificio.



Figura 2-Planivolumetrico dell'edificio

2. CARATTERISTICHE GENERALI DELL'EDIFICIO

2.1 Corpi strutturali

L'IISS di Troina consta di tre corpi strutturali, realizzati in epoche diverse ed aventi differenti caratteristiche costruttive:

- un edificio, denominato Corpo originario, realizzato a seguito di un appalto concorso relativo alla costruzione di un edificio da destinare ad istituto tecnico commerciale nel Comune di Troina, il cui progetto è datato 26 ottobre 1978;
- un Ampliamento (Progetto per l'ampliamento e modifiche dell'edificio scolastico adibito a sede dell'Istituto Tecnico Commerciale di Troina) il cui progetto strutturale è redatto nel febbraio 1997;
- un'aula magna (Progetto per la realizzazione di un'aula magna da erigere presso l'Istituto Tecnico Commerciale di Troina) il cui progetto strutturale è redatto nell'anno 2000. (Per la recente realizzazione il corpo strutturale è escluso dalla verifica sismica)

2.2 Descrizione dell'opera

Corpo originario

L'immobile originario è un edificio a struttura intelaiata in cemento armato con pianta non regolare e sviluppo su tre elevazioni; la sua ubicazione in una zona acclive ha richiesto un adattamento della geometria strutturale alle condizioni morfologiche del sito attraverso una differenziazione dei piani di posa delle fondazioni e variazioni di quota interne al piano terra tra la zona dell'ingresso principale e la parte a valle (palestra). I solai sono latero-cementizi, le scale a soletta piena in c.a.

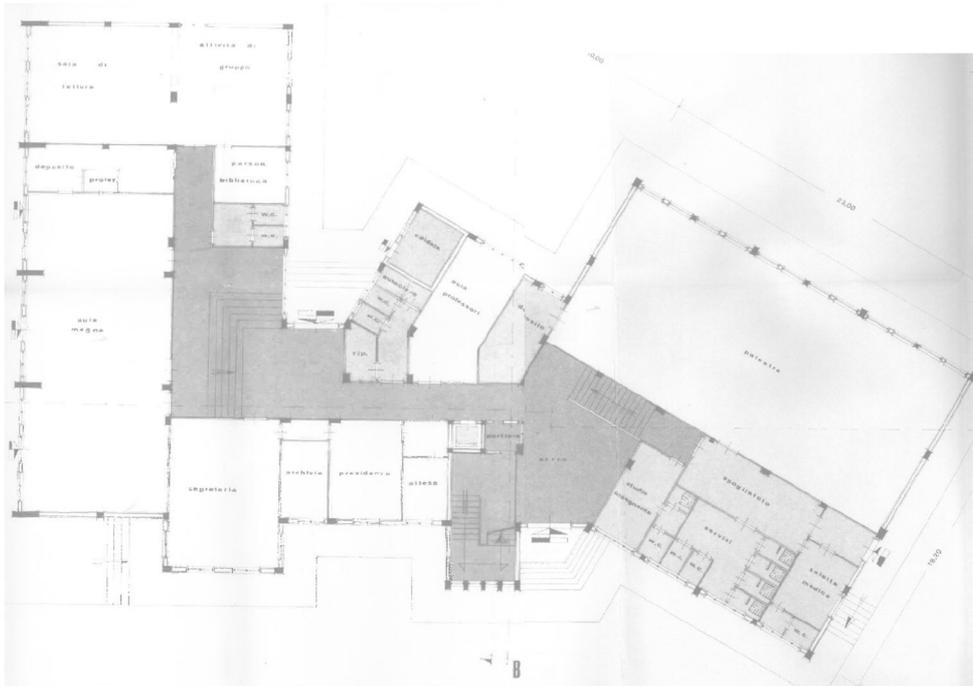


Figura 3-Pianta piano terra corpo originario

Ampliamento

Le strutture del corpo denominato *Ampliamento* sono intelaiate in cemento armato, con solai laterocementizi e scale a soletta piena. L'edificio è realizzato in aderenza al corpo originario sul prospetto nord, con un giunto strutturale di circa 10 cm.

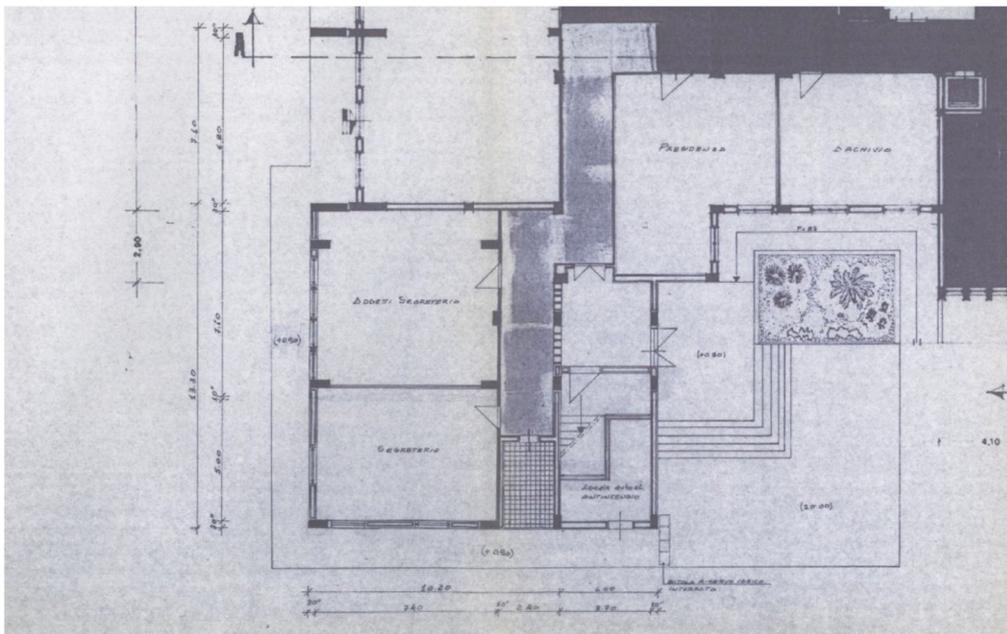


Figura 4-Pianta piano terra ampliamento

Tabella 2-Volumetria corpo aggiunto

Parametro	Fondazioni	Calpestio	Piano terra	Piano primo	Piano secondo
	185x1.50	185x1.70	185x3.30	195x3.30	205x3.30
Superficie [m ²]	1.85	1855	1855	195	205
Volume [m ³]	277	315	610	643	675

I dati metrici fondamentali che descrivono la geometria e la struttura dell'edificio del Corpo originario sono riportati nella tabella seguente:

Tabella 3-Caratteristiche geometriche del corpo originario

Parametro	Unità	Corpo originario
Elevazioni interrato		–
Elevazioni fuori terra		3
Superficie solaio calpestio piano terra	m ²	–
Superficie primo impalcato	m ²	1035
Superficie secondo impalcato	m ²	945
Superficie terzo impalcato	m ²	805
Volume lordo (compreso fondazioni)	m ³	11660
Pilastri: numero al 1°, 2° e 3° ordine (numero totale di sezioni)		69/65/55 (12)
Setti e/o nuclei in c.a.		–
Travi: numero al 1°, 2° e 3° impalcato (numero totale di sezioni)		88/82/70 (11)

I dati metrici fondamentali che descrivono la geometria e la struttura dell'Ampliamento sono riportati nella tabella seguente.

Tabella 4-Caratteristiche geometriche del corpo aggiunto

Parametro	Unità	Ampliamento
Elevazioni interrato		–
Elevazioni fuori terra		4
Superficie solaio calpestio piano terra	m ²	185
Superficie primo impalcato	m ²	185
Superficie secondo impalcato	m ²	195
Superficie terzo impalcato	m ²	205
Volume lordo (compreso fondazioni)	m ³	2520
Pilastri: numero al 1°, 2° e 3° ordine (numero totale di sezioni)		15 (3)
Setti e/o nuclei in c.a.		–
Travi: numero al 1°, 2° e 3° impalcato (numero totale di sezioni)		24/24/24 (4)

3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

3.1 Azioni sulle strutture

D.M. 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni

Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 – Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008.

3.2 Riferimenti tecnici essenziali

- **Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri 20 marzo 2003 n.3274** – Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.
- **Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri 2 ottobre 2003 n.3316** – Modifiche e integrazioni all'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003, recante “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”.
- **Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri 5 maggio 2005 n.3431**
- **UNI ENV 1992-1-1 Parte 1-1**:Regole generali e regole per gli edifici.
- **UNI EN 206-1/2001** – Calcestruzzo. Specificazioni, prestazioni, produzione e conformità.
- **UNI EN 1993-1-1** – Parte 1-1:Regole generali e regole per gli edifici.
- **UNI EN 1998-1** – Azioni sismiche e regole sulle costruzioni
- **UNI EN 1998-5** – Fondazioni ed opere di sostegno
- **Legge 5.11.1971 n. 1086** – Norma per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso e a struttura metallica.
- **Legge 2.02.1974 n. 64** – Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.

4. MATERIALI

A base di calcolo sono stati assunti i parametri ottenuti dalle prove sperimentali condotte sui materiali calcestruzzo e acciaio. Le resistenze sperimentali sono state ridotte mediante il Fattore di Confidenza FC. Avendo maturato un livello di conoscenza adeguata LC2 il fattore di confidenza da applicare ai valori medi delle resistenze dei materiali è:

$$FC = 1.20$$

Il fattore di confidenza FC serve:

- per definire le sollecitazioni trasmesse dagli elementi duttili a quelli fragili.

- per definire le resistenze dei materiali da utilizzare nelle formule di capacità degli elementi duttili e fragili.

5. MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

La struttura è stata modellata con il metodo degli elementi finiti utilizzando vari elementi di libreria specializzati per schematizzare i vari elementi strutturali. In particolare le travi ed i pilastri sono stati schematizzati con elementi asta a due nodi deformabili assialmente, a flessione e taglio, utilizzando funzioni di forma cubiche di Hermite.

Tale modello finito ha la caratteristica di fornire la soluzione esatta in campo elastico lineare, per cui non necessita di ulteriori suddivisioni interne degli elementi strutturali.

Per gli elementi strutturali bidimensionali (pareti a taglio, setti, nuclei irrigidenti, piastre o superfici generiche) è stato utilizzato un modello finito a 3 o 4 nodi di tipo shell che modella sia il comportamento membranale (lastra) che flessionale (piastra). Tale elemento finito di tipo isoparametrico è stato modellato con funzioni di forma di tipo polinomiale che rappresentano una soluzione congruente ma non esatta nello spirito del metodo FEM. Il metodo è efficiente per il calcolo degli spostamenti nodali ed è sempre rispettoso dell'equilibrio a livello nodale con le azioni esterne. Nel modello sono stati tenuti in conto i disassamenti tra i vari elementi strutturali schematizzandoli come vincoli cinematici rigidi. La presenza di eventuali orizzontamenti e' stata tenuta in conto o con vincoli cinematici rigidi o con modellazione della soletta con elementi SHELL. I vincoli tra i vari elementi strutturali e quelli con il terreno sono stati modellati in maniera congruente al reale comportamento strutturale. In particolare, il modello di calcolo ha tenuto conto dell'interazione suolo-struttura schematizzando le fondazioni superficiali (con elementi plinto, trave o piastra) come elementi su suolo elastico alla Winkler. Si sono utilizzati come modelli di calcolo quelli esplicitamente richiamati nel D.M. 14/01/2008. Per le verifiche sezionali i legami utilizzati sono:

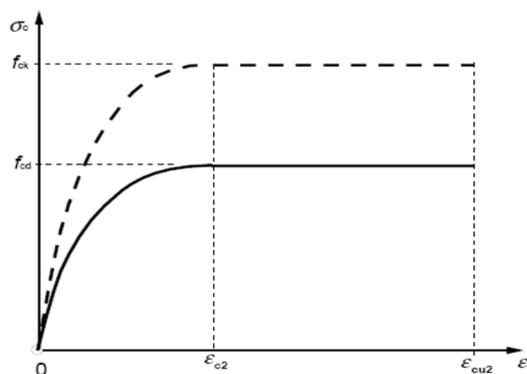


Figura 7-Legame costitutivo di progetto parabola-rettangolo per il calcestruzzo

- il valore ε_{cu2} nel caso di analisi non lineari sarà valutato in funzione dell'effettivo grado di confinamento esercitato dalle staffe sul nucleo di calcestruzzo;

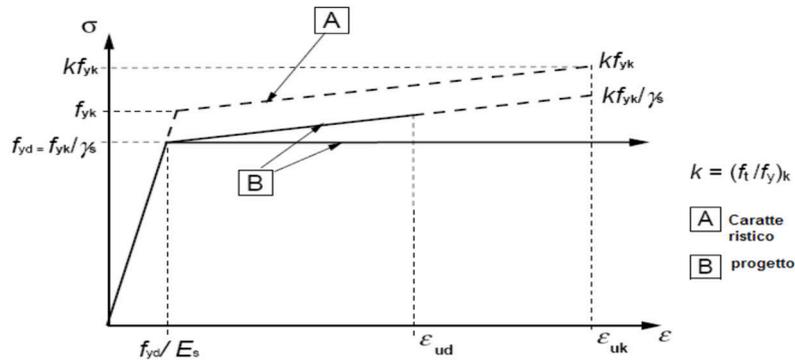


Figura 8-Legame costitutivo di progetto elastico perfettamente plastico o incrudente a duttilità limitata per l'acciaio

- legame rigido plastico per le sez. in acciaio di classe 1 e 2 e elastico lineare per quelle di classe 3 e 4;
- legame elastico lineare per le sezioni in legno;

Il modello di calcolo utilizzato risulta rappresentativo della realtà fisica per la configurazione finale anche in funzione delle modalità e sequenze costruttive.

6. AZIONI SULLA COSTRUZIONE

6.1 Carichi variabili

Per la determinazione dell'entità e della distribuzione spaziale e temporale dei sovraccarichi variabili si farà riferimento alla tabella del D.M. 14/01/2008 in funzione della destinazione d'uso.

I carichi variabili comprendono i carichi legati alla destinazione d'uso dell'opera; si evidenziano in seguito i carichi variabili utilizzati per le verifiche della struttura in oggetto:

- carichi verticali uniformemente distribuiti q_k [kN/m²]
- carichi verticali concentrati Q_k [kN]
- carichi orizzontali lineari H_k [kN/m]

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

Relazione sui Materiali

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 — —	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				

In presenza di carichi verticali concentrati Q_k essi sono stati applicati su impronte di carico appropriate all'utilizzo ed alla forma dell'orizzontamento.

In particolare si considera 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 sono applicano su due impronte di 200 x 200 mm, distanti assialmente di 1,80 m.

7. ANALISI DEI CARICHI UNITARI

7.1 Corpo Originario

Solaio interno in laterocemento (20+5 cm)

Tabella 5-Carichi unitari

Descrizione	Dimensioni/Quantità			Peso unitario [kN/m ³ – kN/m ² – kN]	Carico [kN/m ²]
	spessore [m]	larghezza [m]	lunghezza [m]		
Caldana	0,05	1,00	1,00	25,00	1,25
Travetti	0,20	0,08	3,00	25,00	1,20
Pignatte	0,20	1,00	1,00	6,00	1,20
Peso proprio ($g_{k,1}$)					3,65
Pavimento	0,01	1,00	1,00	18,00	0,18

Relazione sui Materiali

Massetto	0,03	1,00	1,00	21,00	0,63
Intonaco interno	0,02	1,00	1,00	18,00	0,36
				Carichi permanenti ($g_{k,1}$)	1,17
				Incidenza tramezzi ($g_{k,2}$)	0,80
				Sovraccarico ($q_{k,1}$)	3,00
				Cat. C1: Scuole	
				Neve ($q_{k,2}$)	0,00

Tabella 6-Combinazione dei carichi unitari

Descrizione	Simbolo	Valore	
Peso proprio	$g_{k,1}$	3,65	$kN\ m^{-2}$
Sovraccarico permanente (esclusi tramezzi)	$g_{k,1}$	1,17	$kN\ m^{-2}$
Incidenza tramezzi	$g_{k,2}$	0,80	$kN\ m^{-2}$
Sovraccarico variabile principale (Categoria C)	$q_{k,1}$	3,00	$kN\ m^{-2}$
Sovraccarico variabile secondario	$q_{k,2}$	0,00	$kN\ m^{-3}$
Coefficienti parziali di sicurezza per la combinazione SLU	γ_1	1,30	
	γ_2	1,50	
	$\gamma_{f,1}$	1,50	
Coefficienti di combinazione per l'azione variabile dominante Categoria C	0,1	0,70	
	1,1	0,70	
	2,1	0,60	
Coefficienti di combinazione per azioni variabili secondarie Azioni secondarie assenti	0,2	0,00	
	1,2	0,00	
	2,2	0,00	
Valore di progetto del carico (SLU)	$g_d + q_d = g_k + q_k$	11,97	$kN\ m^{-2}$
Valore di esercizio del carico – condizione rara	$g_{k1} + g_{k2} + q_{k1} + \psi_{0,2} q_{k2}$	8,62	$kN\ m^{-2}$
Valore di esercizio del carico – condizione frequente	$g_{k1} + g_{k2} + \psi_{1,1} q_{k1} + \psi_{2,2} q_{k2}$	7,72	$kN\ m^{-2}$
Valore di esercizio del carico – condizione quasi perm.	$g_{k1} + g_{k2} + \psi_{2,1} q_{k1} + \psi_{2,2} q_{k2}$	7,42	$kN\ m^{-2}$

Solaio interno in laterocemento (26+4 cm)

Tabella 7-Carichi unitari

Descrizione	Dimensioni/Quantità			Peso unitario [$kN/m^3 - kN/m^2 - kN$]	Carico [kN/m^2]
	spessore [m]	larghezza [m]	lunghezza [m]		
Caldana	0,04	1,00	1,00	25,00	1,00
Travetti	0,20	0,08	3,00	25,00	1,20
Pignatte	0,26	1,00	1,00	6,00	1,56
				Peso proprio ($g_{k,1}$)	3,76
Pavimento	0,01	1,00	1,00	18,00	0,18
Massetto	0,03	1,00	1,00	21,00	0,63
Intonaco interno	0,02	1,00	1,00	18,00	0,36
				Carichi permanenti ($g_{k,1}$)	1,17
				Incidenza tramezzi ($g_{k,2}$)	0,80
				Sovraccarico ($q_{k,1}$)	3,00

Relazione sui Materiali

Cat.C1: Scuole	
Neve ($q_{k,2}$)	0,00

Tabella 8- Combinazione dei carichi unitari

Descrizione	Simbolo	Valore	
Peso proprio	$g_{k,1}$	3,76	$kN\ m^{-2}$
Sovraccarico permanente (esclusi tramezzi)	$g_{k,1}$	1,17	$kN\ m^{-2}$
Incidenza tramezzi	$g_{k,2}$	0,80	$kN\ m^{-2}$
Sovraccarico variabile principale (Categoria C)	$q_{k,1}$	3,00	$kN\ m^{-2}$
Sovraccarico variabile secondario	$q_{k,2}$	0,00	$kN\ m^{-3}$
Coefficienti parziali di sicurezza per la combinazione SLU	γ_1	1,30	
	γ_2	1,50	
	γ_3	1,50	
Coefficienti di combinazione per l'azione variabile dominante Categoria C	$\psi_{0,1}$	0,70	
	$\psi_{1,1}$	0,70	
	$\psi_{2,1}$	0,60	
Coefficienti di combinazione per azioni variabili secondarie Azioni secondarie assenti	$\psi_{0,2}$	0,00	
	$\psi_{1,2}$	0,00	
	$\psi_{2,2}$	0,00	
Valore di progetto del carico (SLU)	$g_d + q_d = g_k + \gamma_q q_k$	12,11	$kN\ m^{-2}$
Valore di esercizio del carico – condizione rara	$g_{k1} + g_{k2} + q_{k1} + \psi_{0,2} q_{k2}$	8,73	$kN\ m^{-2}$
Valore di esercizio del carico – condizione frequente	$g_{k1} + g_{k2} + \psi_{1,1} q_{k1} + \psi_{2,2} q_{k2}$	7,83	$kN\ m^{-2}$
Valore di esercizio del carico – condizione quasi perm.	$g_{k1} + g_{k2} + \psi_{2,1} q_{k1} + \psi_{2,2} q_{k2}$	7,53	$kN\ m^{-2}$

Solaio interno in laterocemento (26+4 cm)

Tabella 9-Carichi unitari

Descrizione	Dimensioni/Quantità			Peso unitario [$kN/m^3 - kN/m^2 - kN$]	Carico [kN/m^2]
	spessore [m]	larghezza [m]	lunghezza [m]		
Caldana	0,04	1,00	1,00	25,00	1,00
Travetti	0,20	0,08	3,00	25,00	1,20
Pignatte	0,26	1,00	1,00	6,00	1,56
				Peso proprio ($g_{k,1}$)	3,76
Pavimento	0,01	1,00	1,00	18,00	0,18
Massetto	0,03	1,00	1,00	21,00	0,63
Intonaco interno	0,02	1,00	1,00	18,00	0,36
				Carichi permanenti ($g_{k,1}$)	1,17
				Incidenza tramezzi ($g_{k,2}$)	0,80
				Sovraccarico ($q_{k,1}$)	3,00

Relazione sui Materiali

	Cat.C1: Scuole	
	Neve (q_{k,2})	0,00

Tabella 10-Combinazione dei carichi unitari

Descrizione	Simbolo	Valore
Peso proprio	g _{k,1}	3,76 kN m ⁻²
Sovraccarico permanente (esclusi tramezzi)	g _{k,1}	1,17 kN m ⁻²
Incidenza tramezzi	g _{k,2}	0,80 kN m ⁻²
Sovraccarico variabile principale (Categoria C)	q _{k,1}	3,00 kN m ⁻²
Sovraccarico variabile secondario	q _{k,2}	0,00 kN m ⁻³
Coefficienti parziali di sicurezza per la combinazione SLU	g ₁	1,30
	g ₂	1,50
	q ₁	1,50
Coefficienti di combinazione per l'azione variabile dominante Categoria C	0,1	0,70
	1,1	0,70
	2,1	0,60
Coefficienti di combinazione per azioni variabili secondarie Azioni secondarie assenti	0,2	0,00
	1,2	0,00
	2,2	0,00
Valore di progetto del carico (SLU)	g_d+q_d= g_k g + q_k q	12,11 kN m⁻²
Valore di esercizio del carico – condizione rara	g_{k1}+g_{k2}+q_{k1}+ψ_{0,2} q_{k2}	8,73 kN m⁻²
Valore di esercizio del carico – condizione frequente	g_{k1}+g_{k2}+ψ_{1,1} q_{k1}+ψ_{2,2} q_{k2}	7,83 kN m⁻²
Valore di esercizio del carico – condizione quasi perm.	g_{k1}+g_{k2}+ψ_{2,1} q_{k1}+ψ_{2,2} q_{k2}	7,53 kN m⁻²

Solaio sottotetto in laterocemento (12+4 cm)

Tabella 11-Carichi unitari

Descrizione	Dimensioni/Quantità			Peso unitario [kN/m ³ – kN/m ² –kN]	Carico [kN/m ²]
	spessore [m]	larghezza [m]	lunghezza [m]		
Caldana	0,01	1,00	1,00	25,00	0,35
Travetti	0,12	0,08	3,00	25,00	0,72
Pignatte	0,20	1,00	1,00	6,00	1,20
				Peso proprio (g_{k,1})	2,27
Intonaco interno	0,02	1,00	1,00	18,00	0,36
				Carichi permanenti (g_{k,1})	0,36
				Incidenza tramezzi (g_{k,2})	0,00
				Sovraccarico (q_{k,1})	0,00
				Cat.H: Coperture	
				Neve (q_{k,2})	0,00

Tabella 12- Combinazione dei carichi unitari

Descrizione	Simbolo	Valore	
Peso proprio	$g_{k,1}$	2,27	$kN\ m^{-2}$
Sovraccarico permanente (esclusi tramezzi)	$g_{k,1}$	0,36	$kN\ m^{-2}$
Incidenza tramezzi	$g_{k,2}$	0,00	$kN\ m^{-2}$
Sovraccarico variabile principale (Categoria H)	$q_{k,1}$	0,00	$kN\ m^{-2}$
Sovraccarico variabile secondario (Neve)	$q_{k,2}$	0,00	$kN\ m^{-3}$
Coefficienti parziali di sicurezza per la combinazione SLU	γ_1	1,30	
	γ_2	1,50	
	$\gamma_{f,1}$	1,50	
Coefficienti di combinazione per l'azione variabile dominante Categoria H	0,1	0,00	
	1,1	0,00	
	2,1	0,00	
Coefficienti di combinazione per azioni variabili secondarie Azioni secondarie assenti	0,2	0,00	
	1,2	0,00	
	2,2	0,00	
Valore di progetto del carico (SLU)	$g_d + q_d = g_k + q_k$	3,42	$kN\ m^{-2}$
Valore di esercizio del carico – condizione rara	$g_{k1} + g_{k2} + q_{k1} + \psi_{0,2} q_{k2}$	2,63	$kN\ m^{-2}$
Valore di esercizio del carico – condizione frequente	$g_{k1} + g_{k2} + \psi_{1,1} q_{k1} + \psi_{2,2} q_{k2}$	2,63	$kN\ m^{-2}$
Valore di esercizio del carico – condizione quasi perm.	$g_{k1} + g_{k2} + \psi_{2,1} q_{k1} + \psi_{2,2} q_{k2}$	2,63	$kN\ m^{-2}$

Solaio copertura in laterocemento (12+4 cm)

Tabella 13-Carichi unitari

Descrizione	Dimensioni/Quantità			Peso unitario [$kN/m^3 - kN/m^2 - kN$]	Carico [kN/m^2]
	spessore [m]	larghezza [m]	lunghezza [m]		
Caldana	0,01	1,00	1,00	25,00	0,35
Travetti	0,12	0,08	3,00	25,00	0,72
Pignatte	0,20	1,00	1,00	6,00	1,20
				Peso proprio ($g_{k,1}$)	2,27
Massetto pendenze	0,06	1,00	1,00	15,00	0,90
Intonaco interno	0,02	1,00	1,00	18,00	0,36
				Carichi permanenti ($g_{k,1}$)	1,26
				Incidenza tramezzi ($g_{k,2}$)	0,00
				Sovraccarico ($q_{k,1}$)	0,50
				Cat.H: Coperture	
				Neve ($q_{k,2}$)	2,62

Tabella 14-Combinazione dei carichi unitari

Descrizione	Simbolo	Valore	
Peso proprio	$g_{k,1}$	2,27	$kN\ m^{-2}$
Sovraccarico permanente (esclusi tramezzi)	$g_{k,1}$	1,26	$kN\ m^{-2}$
Incidenza tramezzi	$g_{k,2}$	0,00	$kN\ m^{-2}$
Sovraccarico variabile principale (Categoria H)	$q_{k,1}$	0,50	$kN\ m^{-2}$
Sovraccarico variabile secondario (Neve)	$q_{k,2}$	2,62	$kN\ m^{-3}$
Coefficients parziali di sicurezza per la combinazione SLU	g_1	1,30	
	g_2	1,50	
	q_1	1,50	
Coefficients di combinazione per l'azione variabile dominante Categoria H	0,1	0,00	
	1,1	0,00	
	2,1	0,00	
Coefficients di combinazione per azioni variabili secondarie Neve ($as < 1000$)	0,2	0,50	
	1,2	0,20	
	2,2	0,00	
Valore di progetto del carico (SLU)	$g_d + q_d = g_k + q_k$	9,27	$kN\ m^{-2}$
Valore di esercizio del carico – condizione rara	$g_{k1} + g_{k2} + q_{k1} + \Psi_{0,2} q_{k2}$	5,34	$kN\ m^{-2}$
Valore di esercizio del carico – condizione frequente	$g_{k1} + g_{k2} + \Psi_{1,1} q_{k1} + \Psi_{2,2} q_{k2}$	3,53	$kN\ m^{-2}$
Valore di esercizio del carico – condizione quasi perm.	$g_{k1} + g_{k2} + \Psi_{2,1} q_{k1} + \Psi_{2,2} q_{k2}$	3,53	$kN\ m^{-2}$

Solaio copertura piana (16+4 cm)

Tabella 15-Carichi unitari

Descrizione	Dimensioni/Quantità			Peso unitario [$kN/m^3 - kN/m^2 - kN$]	Carico [kN/m^2]
	spessore [m]	larghezza [m]	lunghezza [m]		
Caldana	0,04	1,00	1,00	25,00	1,00
Travetti	0,16	0,08	3,00	25,00	0,96
Pignatte	0,16	1,00	1,00	6,00	0,96
				Peso proprio ($g_{k,1}$)	2,92
Pavimento	0,01	1,00	1,00	18,00	0,18
Massetto	0,03	1,00	1,00	21,00	0,63
Intonaco interno	0,02	1,00	1,00	18,00	0,36
				Carichi permanenti ($g_{k,1}$)	1,17
				Incidenza tramezzi ($g_{k,2}$)	0,80
				Sovraccarico ($q_{k,1}$)	3,00
				Cat.C1: Scuole	
				Neve ($q_{k,2}$)	0,00

Tabella 16-Combinazione dei carichi unitari

Descrizione	Simbolo	Valore	
Peso proprio	$g_{k,1}$	2,92	$kN\ m^{-2}$
Sovraccarico permanente (esclusi tramezzi)	$g_{k,1}$	1,17	$kN\ m^{-2}$
Incidenza tramezzi	$g_{k,2}$	0,80	$kN\ m^{-2}$
Sovraccarico variabile principale (Categoria C)	$q_{k,1}$	3,00	$kN\ m^{-2}$
Sovraccarico variabile secondario	$q_{k,2}$	0,00	$kN\ m^{-3}$
Coefficienti parziali di sicurezza per la combinazione SLU	γ_1	1,30	
	γ_2	1,50	
	γ_3	1,50	
Coefficienti di combinazione per l'azione variabile dominante Categoria C	0,1	0,70	
	1,1	0,70	
	2,1	0,60	
Coefficienti di combinazione per azioni variabili secondarie Azioni secondarie assenti	0,2	0,00	
	1,2	0,00	
	2,2	0,00	
Valore di progetto del carico (SLU)	$g_d + q_d = g_k + q_k$	11,02	$kN\ m^{-2}$
Valore di esercizio del carico – condizione rara	$g_{k1} + g_{k2} + q_{k1} + \psi_{0,2} q_{k2}$	7,89	$kN\ m^{-2}$
Valore di esercizio del carico – condizione frequente	$g_{k1} + g_{k2} + \psi_{1,1} q_{k1} + \psi_{2,2} q_{k2}$	6,99	$kN\ m^{-2}$
Valore di esercizio del carico – condizione quasi perm.	$g_{k1} + g_{k2} + \psi_{2,1} q_{k1} + \psi_{2,2} q_{k2}$	6,69	$kN\ m^{-2}$

Scala con soletta rampante (25 cm)

Tabella 17-Carichi unitari

Descrizione	Dimensioni/Quantità			Peso unitario [$kN/m^3 - kN/m^2 - kN$]	Carico [kN/m^2]
	spessore [m]	larghezza [m]	lunghezza [m]		
Soletta	0,25	1,00	1,00	25,00	6,25
				Peso proprio ($g_{k,1}$)	6,25
Marmo	0,02	1,00	1,00	21,00	0,42
Gradini	0,07	1,00	1,00	15,00	1,05
Intonaco	0,02	1,00	1,00	18,00	0,36
				Carichi permanenti ($g_{k,1}$)	1,83
				Incidenza tramezzi ($g_{k,2}$)	0,00
				Sovraccarico ($q_{k,1}$)	4,00
				Cat.C2: Scale	
				Neve ($q_{k,2}$)	0,00

Tabella 18-Combinazione dei carichi unitari

Descrizione	Simbolo	Valore
-------------	---------	--------

Relazione sui Materiali

Peso proprio	$g_{k,1}$	6,25	$kN\ m^{-2}$
Sovraccarico permanente (esclusi tramezzi)	$g_{k,1}$	1,83	$kN\ m^{-2}$
Incidenza tramezzi	$g_{k,2}$	0,00	$kN\ m^{-2}$
Sovraccarico variabile principale (Categoria C2)	$q_{k,1}$	4,00	$kN\ m^{-2}$
Sovraccarico variabile secondario	$q_{k,2}$	0,00	$kN\ m^{-3}$
Coefficienti parziali di sicurezza per la combinazione SLU	g_1	1,30	
	g_2	1,50	
	q_1	1,50	
Coefficienti di combinazione per l'azione variabile dominante Categoria C	0,1	0,70	
	1,1	0,70	
	2,1	0,60	
Coefficienti di combinazione per azioni variabili secondarie azioni secondarie assenti	0,2	0,00	
	1,2	0,00	
	2,2	0,00	
Valore di progetto del carico (SLU)	$g_d+q_d = g_k\ g + q_k\ q$	16,50	$kN\ m^{-2}$
Valore di esercizio del carico – condizione rara	$g_{k1}+g_{k2}+q_{k1}+\Psi_{0,2}\ q_{k2}$	12,08	$kN\ m^{-2}$
Valore di esercizio del carico – condizione frequente	$g_{k1}+g_{k2}+\Psi_{1,1}\ q_{k1}+\Psi_{2,2}\ q_{k2}$	10,88	$kN\ m^{-2}$
Valore di esercizio del carico – condizione quasi perm.	$g_{k1}+g_{k2}+\Psi_{2,1}\ q_{k1}+\Psi_{2,2}\ q_{k2}$	10,48	$kN\ m^{-2}$

Tamponatura a cassa vuota (12+8 cm)

Tabella 19-Carichi unitari

Descrizione	Dimensioni/Quantità			Peso unitario [$kN/m^3 - kN/m^2 - kN$]	Carico [kN/m^2]
	spessore [m]	larghezza [m]	lunghezza [m]		
Mattoni semiforati cm 12	0,12	1,00	1,00	8,00	0,96
Mattoni semiforati cm 8	0,08	1,00	1,00	10,00	0,80
				Peso proprio ($g_{k,1}$)	1,76
Intonaco	0,06	1,00	1,00	18,00	1,08
				Carichi permanenti ($g_{k,1}$)	1,08
				Sovraccarico ($q_{k,1}$)	0,00

Tabella 20-Combinazione dei carichi unitari

Descrizione	Simbolo	Valore	
Peso proprio	$g_{k,1}$	1,84	$kN\ m^{-2}$
Sovraccarico permanente (esclusi tramezzi)	$g_{k,1}$	1,08	$kN\ m^{-2}$
Incidenza tramezzi	$g_{k,2}$	0,00	$kN\ m^{-2}$
Sovraccarico variabile principale	$q_{k,1}$	0,00	$kN\ m^{-2}$
Sovraccarico variabile secondario	$q_{k,2}$	0,00	$kN\ m^{-3}$
	g_1	1,30	

Relazione sui Materiali

Coefficienti parziali di sicurezza per la combinazione SLU	g,2	1,50
	q,1	1,50
Coefficienti di combinazione per l'azione variabile dominante	0,1	0,00
	1,1	0,00
	2,1	0,00
Coefficienti di combinazione per azioni variabili secondarie <i>azioni secondarie assenti</i>	0,2	0,00
	1,2	0,00
	2,2	0,00
Valore di progetto del carico (SLU)	$g_d + q_d = g_k g + q_k q$	3,80 $kN m^{-2}$
Valore di esercizio del carico – condizione rara	$g_{k1} + g_{k2} + q_{k1} + \Psi_{0,2} q_{k2}$	2,92 $kN m^{-2}$
Valore di esercizio del carico – condizione frequente	$g_{k1} + g_{k2} + \Psi_{1,1} q_{k1} + \Psi_{2,2} q_{k2}$	2,92 $kN m^{-2}$
Valore di esercizio del carico – condizione quasi perm.	$g_{k1} + g_{k2} + \Psi_{2,1} q_{k1} + \Psi_{2,2} q_{k2}$	2,92 $kN m^{-2}$

7.2 Ampliamento

Solaio interno in laterocemento (24+6 cm)

Tabella 21-Carichi unitari

Descrizione	Dimensioni/Quantità			Peso unitario [kN/m ³ – kN/m ² – kN]	Carico [kN/m ²]
	spessore [m]	larghezza [m]	lunghezza [m]		
Caldana	0,06	1,00	1,00	25,00	1,50
Travetti	0,24	0,08	3,00	25,00	1,44
Pignatte	0,24	1,00	1,00	6,00	1,44
				Peso proprio ($g_{k,1}$)	4,38
Pavimento	0,01	1,00	1,00	18,00	0,18
Massetto	0,03	1,00	1,00	21,00	0,63
Intonaco interno	0,02	1,00	1,00	18,00	0,36
				Carichi permanenti ($g_{k,1}$)	1,17
				Incidenza tramezzi ($g_{k,2}$)	0,80
				Sovraccarico ($q_{k,1}$)	3,00
				<i>Cat.C1: Scuole</i>	
				Neve ($q_{k,2}$)	0,00

Tabella 22-Combinazione dei carichi unitari

Descrizione	Simbolo	Valore	
Peso proprio	$g_{k,1}$	4,38	$kN\ m^{-2}$
Sovraccarico permanente (esclusi tramezzi)	$g_{k,1}$	1,17	$kN\ m^{-2}$
Incidenza tramezzi	$g_{k,2}$	0,80	$kN\ m^{-2}$
Sovraccarico variabile principale (Categoria C)	$q_{k,1}$	3,00	$kN\ m^{-2}$
Sovraccarico variabile secondario	$q_{k,2}$	0,00	$kN\ m^{-3}$
Coefficienti parziali di sicurezza per la combinazione SLU	γ_1	1,30	
	γ_2	1,50	
	$\gamma_{f,1}$	1,50	
Coefficienti di combinazione per l'azione variabile dominante Categoria C	0,1	0,70	
	1,1	0,70	
	2,1	0,60	
Coefficienti di combinazione per azioni variabili secondarie Azioni secondarie assenti	0,2	0,00	
	1,2	0,00	
	2,2	0,00	
Valore di progetto del carico (SLU)	$g_d + q_d = g_k + q_k$	12,92	$kN\ m^{-2}$
Valore di esercizio del carico – condizione rara	$g_{k1} + g_{k2} + q_{k1} + \Psi_{0,2} q_{k2}$	9,35	$kN\ m^{-2}$
Valore di esercizio del carico – condizione frequente	$g_{k1} + g_{k2} + \Psi_{1,1} q_{k1} + \Psi_{2,2} q_{k2}$	8,45	$kN\ m^{-2}$
Valore di esercizio del carico – condizione quasi perm.	$g_{k1} + g_{k2} + \Psi_{2,1} q_{k1} + \Psi_{2,2} q_{k2}$	8,15	$kN\ m^{-2}$

Solaio copertura in laterocemento (24+6 cm)

Tabella 23-Carichi unitari

Descrizione	Dimensioni/Quantità			Peso unitario [$kN/m^3 - kN/m^2 - kN$]	Carico [kN/m^2]
	spessore [m]	larghezza [m]	lunghezza [m]		
Caldana	0,06	1,00	1,00	25,00	1,50
Travetti	0,24	0,08	3,00	25,00	1,44
Pignatte	0,24	1,00	1,00	6,00	1,44
				Peso proprio ($g_{k,1}$)	4,38
Massetto pendenze	0,06	1,00	1,00	15,00	0,90
Intonaco interno	0,02	1,00	1,00	18,00	0,36
				Carichi permanenti ($g_{k,1}$)	1,26
				Incidenza tramezzi ($g_{k,2}$)	0,00
				Sovraccarico ($q_{k,1}$)	0,50
				<i>Cat.C1: Scuole</i>	
				Neve ($q_{k,2}$)	2,62

Tabella 24-Combinazione dei carichi unitari

Descrizione	Simbolo	Valore	
Peso proprio	$g_{k,1}$	4,38	$kN\ m^{-2}$
Sovraccarico permanente (esclusi tramezzi)	$g_{k,1}$	1,26	$kN\ m^{-2}$

Relazione sui Materiali

Incidenza tramezzi	$g_{k,2}$	0,00	$kN\ m^{-2}$
Sovraccarico variabile principale (Categoria H)	$q_{k,1}$	0,50	$kN\ m^{-2}$
Sovraccarico variabile secondario	$q_{k,2}$	2,62	$kN\ m^{-3}$
Coefficienti parziali di sicurezza per la combinazione SLU	g_1	1,30	
	g_2	1,50	
	q_1	1,50	
Coefficienti di combinazione per l'azione variabile dominante Categoria H	0,1	0,00	
	1,1	0,00	
	2,1	0,00	
Coefficienti di combinazione per azioni variabili secondarie Neve ($as < 1000$)	0,2	0,50	
	1,2	0,20	
	2,2	0,00	
Valore di progetto del carico (SLU)	$g_d + q_d = g_k + q_k$	12,01	$kN\ m^{-2}$
Valore di esercizio del carico – condizione rara	$g_{k1} + g_{k2} + q_{k1} + \Psi_{0,2} q_{k2}$	7,45	$kN\ m^{-2}$
Valore di esercizio del carico – condizione frequente	$g_{k1} + g_{k2} + \Psi_{1,1} q_{k1} + \Psi_{2,2} q_{k2}$	5,64	$kN\ m^{-2}$
Valore di esercizio del carico – condizione quasi perm.	$g_{k1} + g_{k2} + \Psi_{2,1} q_{k1} + \Psi_{2,2} q_{k2}$	5,64	$kN\ m^{-2}$

Sbalzo interno (25 cm)

Tabella 25-Carichi unitari

Descrizione	Dimensioni/Quantità			Peso unitario [$kN/m^3 - kN/m^2 - kN$]	Carico [kN/m^2]
	spessore [m]	larghezza [m]	lunghezza [m]		
Soletta	0,22	1,00	1,00	25,00	5,50
Peso proprio ($g_{k,1}$)					5,50
Pavimento	0,02	1,00	1,00	18,00	0,36
Massetto	0,04	1,00	1,00	21,00	0,84
Intonaco	0,02	1,00	1,00	18,00	0,36
Carichi permanenti ($g_{k,1}$)					1,56
Incidenza tramezzi ($g_{k,2}$)					0,00
Sovraccarico ($q_{k,1}$)					3,00
Cat.H: Coperture					
Neve ($q_{k,2}$)					0,00

Tabella 26-Combinazione dei carichi unitari

Descrizione	Simbolo	Valore	
Peso proprio	$g_{k,1}$	5,50	$kN\ m^{-2}$
Sovraccarico permanente (esclusi tramezzi)	$g_{k,1}$	1,56	$kN\ m^{-2}$
Incidenza tramezzi	$g_{k,2}$	0,00	$kN\ m^{-2}$
Sovraccarico variabile principale (Categoria C2)	$q_{k,1}$	3,00	$kN\ m^{-2}$

Relazione sui Materiali

Sovraccarico variabile secondario	$q_{k,2}$	0,00	$kN m^{-3}$
Coefficienti parziali di sicurezza per la combinazione SLU	$g_{g,1}$	1,30	
	$g_{g,2}$	1,50	
	$g_{q,1}$	1,50	
Coefficienti di combinazione per l'azione variabile dominante Categoria H	$\gamma_{0,1}$	0,00	
	$\gamma_{1,1}$	0,00	
	$\gamma_{2,1}$	0,00	
Coefficienti di combinazione per azioni variabili secondarie Neve ($as < 1000$)	$\gamma_{0,2}$	0,50	
	$\gamma_{1,2}$	0,20	
	$\gamma_{2,2}$	0,00	
Valore di progetto del carico (SLU)	$g_d + q_d = g_k g_g + q_k g_q$	13,68	$kN m^{-2}$
Valore di esercizio del carico – condizione rara	$g_{k1} + g_{k2} + q_{k1} + \Psi_{0,2} q_{k2}$	10,06	$kN m^{-2}$
Valore di esercizio del carico – condizione frequente	$g_{k1} + g_{k2} + \Psi_{1,1} q_{k1} + \Psi_{2,2} q_{k2}$	7,06	$kN m^{-2}$
Valore di esercizio del carico – condizione quasi perm.	$g_{k1} + g_{k2} + \Psi_{2,1} q_{k1} + \Psi_{2,2} q_{k2}$	7,06	$kN m^{-2}$

Scala con soletta rampante (25 cm)

Tabella 27-Carichi unitari

Descrizione	Dimensioni/Quantità			Peso unitario [$kN/m^3 - kN/m^2 - kN$]	Carico [kN/m^2]
	spessore [m]	larghezza [m]	lunghezza [m]		
Soletta	0,25	1,00	1,00	25,00	6,25
				Peso proprio ($g_{k,1}$)	6,25
Marmo	0,02	1,00	1,00	21,00	0,42
Gradini	0,07	1,00	1,00	15,00	1,05
Intonaco	0,02	1,00	1,00	18,00	0,36
				Carichi permanenti ($g_{k,1}$)	1,83
				Incidenza tramezzi ($g_{k,2}$)	0,00
				Sovraccarico ($q_{k,1}$)	4,00
				Cat.C2: Scale	
				Neve ($q_{k,2}$)	0,00

Tabella 28-Combinazione dei carichi unitari

Descrizione	Simbolo	Valore	
Peso proprio	$g_{k,1}$	6,25	$kN m^{-2}$
Sovraccarico permanente (esclusi tramezzi)	$g_{k,1}$	1,83	$kN m^{-2}$
Incidenza tramezzi	$g_{k,2}$	0,00	$kN m^{-2}$
Sovraccarico variabile principale (Categoria C2)	$q_{k,1}$	4,00	$kN m^{-2}$
Sovraccarico variabile secondario	$q_{k,2}$	0,00	$kN m^{-3}$
	g_1	1,30	

Relazione sui Materiali

Coefficienti parziali di sicurezza per la combinazione SLU	g,2	1,50
	q,1	1,50
Coefficienti di combinazione per l'azione variabile dominante Categoria C	0,1	0,70
	1,1	0,70
	2,1	0,60
Coefficienti di combinazione per azioni variabili secondarie azioni secondarie assenti	0,2	0,00
	1,2	0,00
	2,2	0,00
Valore di progetto del carico (SLU)	$g_d + q_d = g_k g + q_k q$	16,50 $kN m^{-2}$
Valore di esercizio del carico – condizione rara	$g_{k1} + g_{k2} + q_{k1} + \Psi_{0,2} q_{k2}$	12,08 $kN m^{-2}$
Valore di esercizio del carico – condizione frequente	$g_{k1} + g_{k2} + \Psi_{1,1} q_{k1} + \Psi_{2,2} q_{k2}$	10,88 $kN m^{-2}$
Valore di esercizio del carico – condizione quasi perm.	$g_{k1} + g_{k2} + \Psi_{2,1} q_{k1} + \Psi_{2,2} q_{k2}$	10,48 $kN m^{-2}$

Tamponatura a cassa vuota (12+8 cm)

Tabella 29-Carichi unitari

Descrizione	Dimensioni/Quantità			Peso unitario [kN/m ³ – kN/m ² – kN]	Carico [kN/m ²]
	spessore [m]	larghezza [m]	lunghezza [m]		
Mattoni semiforati cm 12	0,12	1,00	1,00	8,00	0,96
Mattoni semiforati cm 8	0,08	1,00	1,00	10,00	0,80
				Peso proprio ($g_{k,1}$)	1,76
Intonaco	0,06	1,00	1,00	18,00	1,08
				Carichi permanenti ($g_{k,1}$)	1,08
				Sovraccarico ($q_{k,1}$)	0,00

Tabella 30-Combinazione dei carichi unitari

Descrizione	Simbolo	Valore
Peso proprio	$g_{k,1}$	1,84 $kN m^{-2}$
Sovraccarico permanente (esclusi tramezzi)	$g_{k,1}$	1,08 $kN m^{-2}$
Incidenza tramezzi	$g_{k,2}$	0,00 $kN m^{-2}$
Sovraccarico variabile principale	$q_{k,1}$	0,00 $kN m^{-2}$
Sovraccarico variabile secondario	$q_{k,2}$	0,00 $kN m^{-3}$
Coefficienti parziali di sicurezza per la combinazione SLU	g,1	1,30
	g,2	1,50
	q,1	1,50
Coefficienti di combinazione per l'azione variabile dominante	0,1	0,00

–	1,1	0,00	
	2,1	0,00	
Coefficients di combinazione per azioni variabili secondarie azioni secondarie assenti	0,2	0,00	
	1,2	0,00	
	2,2	0,00	
Valore di progetto del carico (SLU)	$g_d + q_d = g_k + q_k$	3,80	$kN m^{-2}$
Valore di esercizio del carico – condizione rara	$g_{k1} + g_{k2} + q_{k1} + \psi_{0,2} q_{k2}$	2,92	$kN m^{-2}$
Valore di esercizio del carico – condizione frequente	$g_{k1} + g_{k2} + \psi_{1,1} q_{k1} + \psi_{2,2} q_{k2}$	2,92	$kN m^{-2}$
Valore di esercizio del carico – condizione quasi perm.	$g_{k1} + g_{k2} + \psi_{2,1} q_{k1} + \psi_{2,2} q_{k2}$	2,92	$kN m^{-2}$

8. VALUTAZIONE DELL’AZIONE SISMICA

La valutazione della sicurezza sismica delle strutture è effettuata mediante il confronto tra la domanda e la capacità sia negli elementi duttili sia negli elementi/meccanismi fragili.

La domanda, ovvero l’azione sismica di progetto per un determinato stato limite, è commisurata all’importanza dell’opera in questione secondo i principi richiamati dal D.M. 14.01.2008 al § 3.2.3.

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione. Essa costituisce l’elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche. La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A quale definita al § 3.2.2 del D.M. 14.01.2008), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} , come definite nel § 3.2.1, nel periodo di riferimento V_R , come definito nel § 2.4 dello stesso decreto.

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_c^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

I valori dei parametri spettrali per l'edificio in questione sono definiti sulla scorta dei valori forniti dall'Appendice B al D.M. 14/01/2008 relativi ad una griglia di lato 30 km rispetto ai quali è eseguita una interpolazione lineare.

8.1 Vita nominale

La vita nominale dell'opera V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è riportata nella tabella seguente.

Tabella 31-Vita nominale degli edifici

TIPO DI COSTRUZIONE		VITA NOMINALE V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – opere provvisionali – strutture in fase costruttiva	10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	100

Per l'edificio in questione, trattandosi di edificio di caratteristiche ordinarie, si è assunto:

$$V_N = 50 \text{ anni}$$

8.2 Classe d'uso

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti

ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Per l'edificio in questione, trattandosi di struttura scolastica si è assunto il coefficiente d'uso C_u : $C_u = 1,5$ (Classe III)

8.3 Periodo di riferimento dell'azione sismica

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_u : $V_R = 75$ anni

8.4 Parametri di pericolosità sismica

Noto il periodo di riferimento per l'azione sismica su determinato e nota l'esatta ubicazione dell'edificio rispetto alla griglia di valori prevista dal D.M. 14.01.2008 sono stati definiti i valori dei parametri di pericolosità sismica relativi ai diversi stati limite. Detti valori sono riportati di seguito in figura.

Parametri di Pericolosità Sismica				
Stato Limite	T_r	$a_z = A_z/g$	F_o	T^*_c
Operatività (SLO)	45	0.057	2.484	0.273
Danno (SLD)	75	0.07	2.454	0.291
Salvag. Vita (SLV)	712	0.165	2.492	0.357
Collasso (SLC)	1462	0.208	2.518	0.379

Figura 9-Parametri di pericolosità per il sito in esame

8.5 Stati limite per le verifiche sismiche

Per la verifica di edifici esistenti il D.M. 14.01.2008 prevede che siano eseguite verifiche con riferimento ai seguenti stati limite:

- **Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC):** a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali;
- **Stato Limite di salvaguardia della vita umana (SLV):** a seguito del terremoto la costruzione

subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;

- **Stato Limite di Danno (SLD):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.
- **Stato Limite di Operatività (SLO):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella successiva tabella.

Tabella 32-Probabilità di superamento per i vari stati limite

Stati Limite PVR:		Probabilità di superamento nel periodo di riferimento	
		VR	
Stati limite di esercizio	SLO	81%	
	SLD	63%	
Stati limite ultimi	SLV	10%	
	SLC	5%	

Nella fattispecie, sono state condotte con riferimento prevalentemente allo Stato Limite di Salvaguardia, per quanto concerne gli stati limite ultimi, e allo Stato Limite di Operatività, per quanto concerne gli stati limite di esercizio.

8.6 Suolo di fondazione

Il terreno è classificabile come **suolo di tipo B** secondo quanto previsto dal D.M. 14.01.2008 al paragrafo 3.2.2.; infatti trattasi di “Depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s”.

8.7 Spettro elastico

Noti il tipo di suolo ed i parametri del sito sono definiti tutti gli altri parametri correlati per la determinazione dello spettro elastico come di seguito richiamato.

$$S_T = 1.4 \quad S_S = 1.40 - 0,40 F_0 \frac{a_g}{g} \leq 1,20 \quad S = S_S S_T$$

$$C_c = 1,10 (T_C^*)^{-0,20} \quad T_B = T_C/3 \quad T_C = C_c T_C^*$$

$$T_D = 4,0 \frac{a_g}{g} + 1,60$$

Tabella 33-Parametri per la definizione dello spettro elastico

STATO LIMITE	T _R [anni]	a _g [g]	F ₀ [-]	T _C [*] [s]	C _c	S _s	S _t	S	T _b	T _c	T _d
SLO	45	0,057	2,468	0,274	1,425	1,2	1,4	1,68	0,13	0,39	2,163
SLD	75	0,071	2,453	0,291	1,408	1,2	1,4	1,68	0,137	0,41	2,297
SLV	712	0,166	2,469	0,356	1,352	1,2	1,4	1,68	0,16	0,481	3,239
SLC	1462	0,21	2,507	0,377	1,337	1,189	1,4	1,665	0,168	0,504	3,706

Nella tabella precedente sono riportati i valori di tutti i parametri per la definizione univoca degli spettri elastici relativi agli stati limite di interesse. Gli spettri così determinati sono riportati nella sottostante figura.

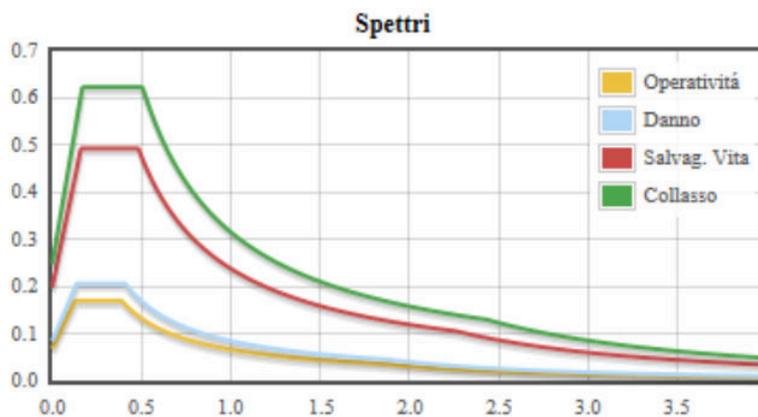


Figura 10-Spettri di risposta elastica per il sito di riferimento

Sono di seguito riportate le varie viste assonometriche del modello ricavato.

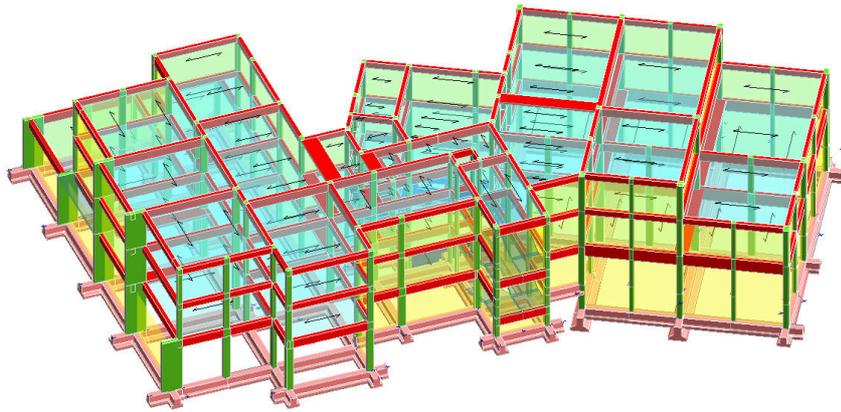


Figura 11-Vista assometrica del modello (Nord-Est); corpo originario

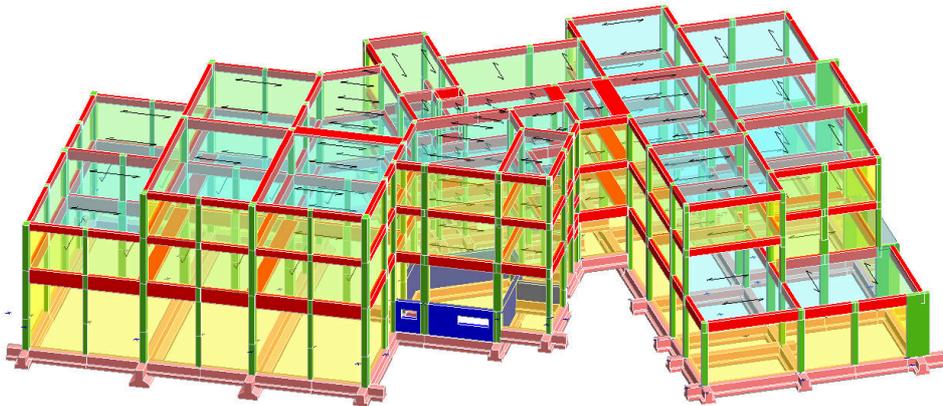


Figura 12-Vista assometrica del modello (Sud-Ovest); corpo originario

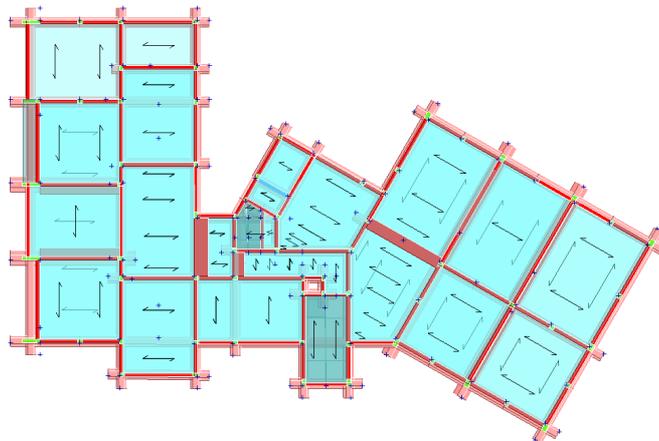


Figura 13-Vista in pianta del modello; corpo originario

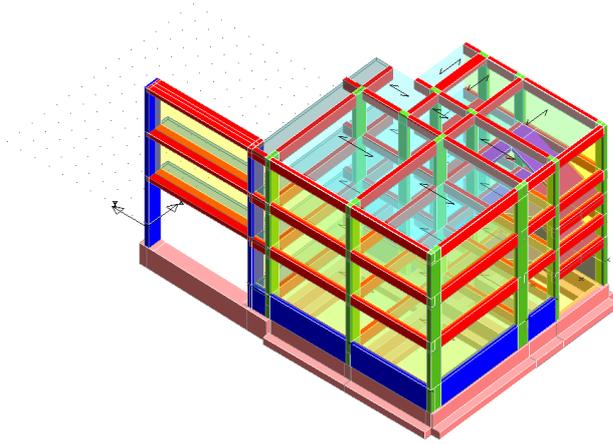


Figura 14-Vista assonometrica del modello (Nord-Est); corpo aggiunto

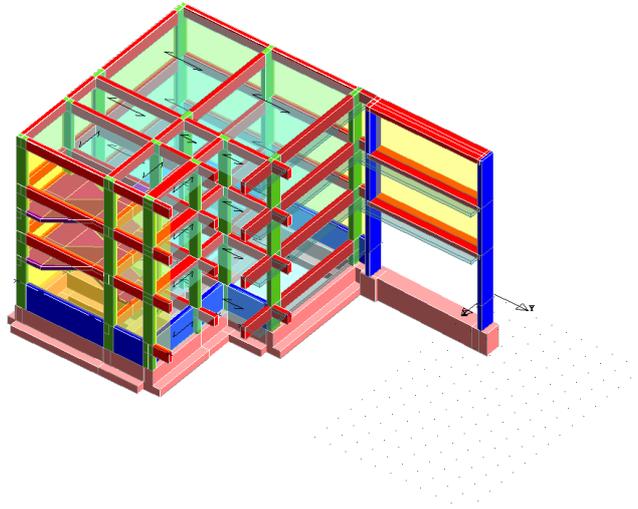


Figura 15-Vista assonometrica del modello (Sud-Ovest); corpo aggiunto

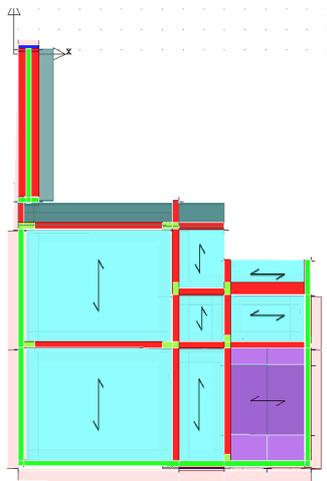


Figura 16-Vista in pianta del modello; corpo aggiunto

9. MECCANISMI RICORRENTI DI COLLASSO

Le tipologie di collasso di edifici soggetti ad azioni sismiche sono spesso ricorrenti; è quindi possibile individuare, sulla base delle esperienze passate, la vulnerabilità di alcuni elementi che causano la crisi strutturale in seguito ad eventi sismici. Tali elementi sono trattati singolarmente nei successivi paragrafi.

9.1 Sezioni ridotte dei pilastri e luci elevate in campata

L'azione sismica si manifesta con sollecitazioni più forti alla base dei pilastri dei primi ordini; questi, pertanto, devono avere dimensioni adeguate per evitare la formazione un meccanismo di piano (con cerniere di plasticizzazione alle estremità dei pilastri) caratterizzati da una ridotta duttilità strutturale. Il più auspicato collasso di tipo globale, con formazione di cerniere plastiche all'estremità delle travi, rende la struttura maggiormente duttile ovvero capace di assorbire maggiori deformazioni e sollecitazioni se sottoposta ad azioni sismiche.

Inoltre, la presenza di campate con grandi luci, determina tensioni normali elevate sulle sezioni resistenti dei pilastri. La quasi totalità della capacità dell'elemento strutturale è assorbita dai carichi statici, con limitate risorse per le azioni sismiche. È facile constatare dall'analisi di un dominio di resistenza M–N come la duttilità (intesa come capacità di resistere ad azioni flettenti) decresce rapidamente all'aumentare del valore della tensione media di compressione. Infatti un buon dimensionamento sismico dei pilastri, prevede una tensione normale media pari al 40%–50% della resistenza cilindrica del solo calcestruzzo. Un parametro dimensionale di riferimento per il comportamento sismico delle strutture è che la sezione dei pilastri sia maggiore o al più uguale a quella delle travi.

9.2 Sistema resistente in un'unica direzione

La carenza di travi emergenti in una direzione della struttura, determina un sistema a telaio resistente unidirezionale. Per azioni sismiche agenti nella direzione delle travi a spessore, i pilastri sono soggetti a momenti flettenti più elevati per il ridotto contributo all'equilibrio nodale delle travi.

Il comportamento flessionale dei pilastri è assimilabile ad una “mensola” con elevate sollecitazioni alla base dei pilastri stessi.

9.3 Nodi non confinati

9.4 Regolarità in pianta ed in altezza

L'eccentricità fra il centro delle masse ed il centro delle rigidezze è causa di azioni torcenti sulla struttura che causano differenti spostamenti fra i nodi di un impalcato: la zona più distante dal centro di rigidezza, subisce degli spostamenti maggiori e, di conseguenza, necessita di una duttilità maggiore. È rilevante individuare particolari elementi strutturali che possono incrementare le irregolarità in pianta e in altezza (scale a soletta rampante, vani ascensori, variazione di superfici di piano, ecc.)

9.5 Presenza di piani soffici

È tipico di edifici con forti tamponature e tramezzature ad ogni piano tranne che ad uno; una situazione ricorrente che determina un'elevata variazione di rigidezza tra impalcati consecutivi.

9.6 Elementi strutturali tozzi

Particolare attenzione deve essere posta al rilievo degli elementi tozzi che spesso corrispondono ai pilastri del vano scala; questi, a causa della presenza del pianerottolo d'interpiano, sono caratterizzati una maggiore rigidezza rispetto ad elementi di pari sezione e tendono ad assorbire maggiori azioni taglianti per effetto dei carichi sismici e conseguenti crisi a taglio fragile.

9.7 Collasso delle tamponature

Un elemento particolarmente vulnerabile negli edifici esistenti sono le tamponature esterne non vincolate ai telai confinanti. L'assenza di vincoli è causa di collasso per il ribaltamento dei pannelli fuori dal piano (meccanismo di primo modo) per modesti valori di accelerazione sismica.

È ricorrente ritrovare questa tipologia di danno nelle strutture esistenti che hanno subito forti sollecitazioni sismiche. Anche se il ribaltamento delle tamponature determina raramente il collasso dell'edificio, la massa attivata dal cinematismo è di elevato pericolo in presenza di vite umane. I collegamenti tra pannelli murari di tamponamento e cornice strutturale sono determinanti per evitare il crollo degli elementi non strutturali.

9.8 Il sistema di fondazione

Un elemento strutturale che invece raramente è causa di collasso delle strutture soggette ad azioni sismiche è il sistema di fondazione. La stessa Circolare n.617/2009 riconosce questa caratteristica costruttiva; il testo della norma al cap. C8A.5.11 cita: "Le informazioni ricavabili dalla storia della

costruzione devono essere tenute nel dovuto conto ai fini della scelta degli interventi sulle fondazioni. È in genere possibile omettere interventi sulle strutture di fondazione, nonché le relative verifiche, qualora siano contemporaneamente presenti tutte le condizioni seguenti:

- nella costruzione non siano presenti importanti dissesti di qualsiasi natura attribuibili a cedimenti delle fondazioni e sia stato accertato che dissesti della stessa natura non si siano prodotti neppure in precedenza;
- gli interventi progettati non comportino sostanziali alterazioni dello schema strutturale del fabbricato;
- gli stessi interventi non comportino modificazioni delle sollecitazioni trasmesse alle fondazioni;
- siano esclusi fenomeni di ribaltamento della costruzione per effetto delle azioni sismiche.

L'inadeguatezza delle fondazioni è raramente la causa del danneggiamento osservato nei rilevamenti post-sisma”.

10. PERICOLOSITA' SISMICA DEL TERRITORIO

La pericolosità sismica viene definita come la probabilità che in una data area ed in un certo intervallo di tempo si verifichi un terremoto che superi una soglia di intensità, magnitudo o accelerazione di picco (PGA) di nostro interesse. Le prime considerazioni sulle caratteristiche sismiche del territorio italiano si possono rintracciare nei lavori a carattere sismologico di Bonito (“Terra tremante”, 1691) o di Vivencio (“Istoria dé tremuoti...”, 1789). Ma è solo nel XIX secolo, con lo sviluppo delle scienze sismologiche che iniziano ad essere pubblicate ricerche sulle cause dei terremoti, sulla loro distribuzione geografica e le prime osservazioni sui diversi livelli di pericolo sismico del territorio. La diffusione degli strumenti sismici a partire dalla fine del XIX secolo e delle reti di monitoraggio nel XX secolo hanno dato l’impulso definitivo agli studi per la caratterizzazione sismica del territorio italiano. Negli ultimi 30 anni è emersa una maggiore richiesta di conoscenze del livello di pericolosità sismica da parte di Enti e amministrazioni locali, che ha favorito lo sviluppo di metodi di studio. Tali studi hanno condotto alla redazione di banche dati in cui si riportano tutti gli eventi sismici registrati con indicazioni sulla magnitudo del sisma e anche sul danno conseguito. È evidente che le informazioni e i registri degli ultimi decenni riportano dati più accurati e approfonditi.

10.1 La sismicità in Sicilia

I terremoti più significativi per il territorio della Sicilia avvengono: nel settore orientale, soggetto a forti deformazioni determinate dall'apertura del bacino Ionico; lungo la catena dei Nebrodi–Madonie–Monti di Palermo, che rappresentano il prolungamento della catena appenninica e quindi una porzione del corrugamento determinato dallo scontro tra zolla Africana ed Europea; nella zona del Belice; nelle aree a vulcanismo attivo dell'Etna e delle Isole Eolie. Terremoti di energia inferiore avvengono anche nel Mar Tirreno meridionale, nell'area delle isole Egadi e della fascia costiera occidentale, nel Canale di Sicilia.

Gli sciami sismici di natura vulcanica dovuti all'attività dell'Etna, nonostante abbiano una frequenza massima nel territorio, sono di entità minore rispetto a quelli tettonici per eventi con lunghi periodi di ritorno.

Una rappresentazione complessiva delle informazioni sugli effetti dei terremoti che nel passato hanno colpito il territorio è la carta delle massime intensità osservate nei comuni italiani (espressa secondo i gradi della scala MCS), che fornisce anche una prima immagine semplificata della pericolosità sismica.

La città di Troina è posizionata all'interno di un'area in cui la massima magnitudo raggiunta nella scala MCS è minore di 8,0. Nella storia sismica di Troina sono stati registrati eventi sismici medio forti.

La recente carta della sismicità in Italia illustra la distribuzione dei terremoti avvenuti tra il 1981 e il 2002.

Il numero di terremoti registrati in questi anni è particolarmente concentrato sul versante orientale dove si incontrano la faglia africana con quella europea. I numerosi studi esistenti in letteratura confermano infatti la convergenza fra Africa ed Europa. Proprio gli eventi sismici caratterizzati da un lungo periodo di ritorno e registrati su tale zona sono quelli più disastrosi che hanno colpito l'isola. Dall'analisi della recente carta emerge la vicinanza epicentrale dei numerosi terremoti di origine vulcanica registrati negli ultimi recenti, seppur di modesta magnitudo.

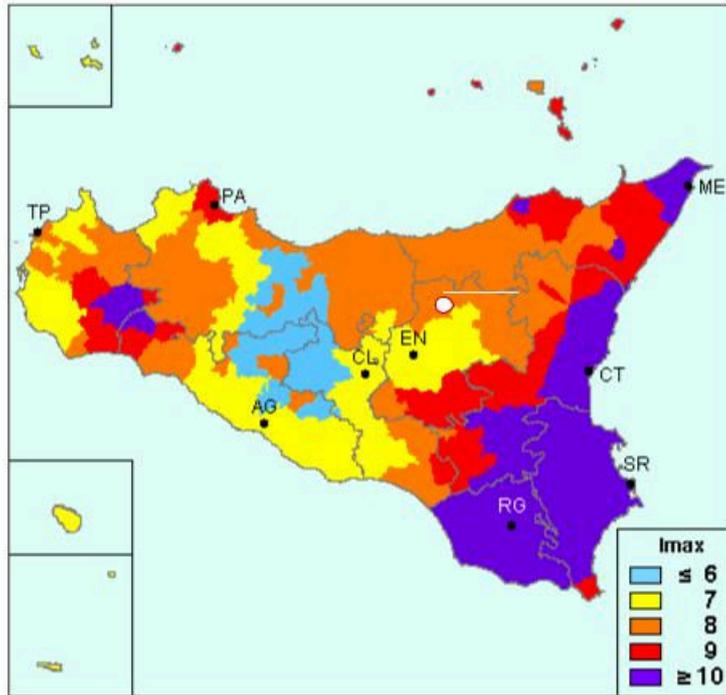


Figura 17-Carta delle massime intensità nei comuni (1996)

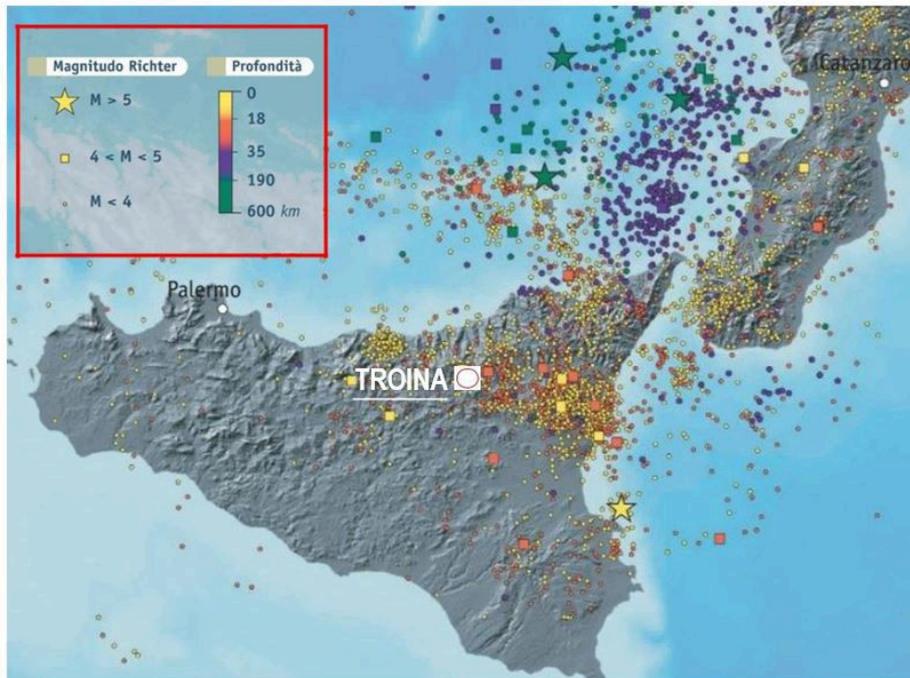


Figura 18- La sismicità recente: 1981–2002 [CSI, 2005]

10.3 Pericolosità sismica di Troina

La storia sismica osservata, e cioè l'insieme degli effetti di risentimento o danneggiamento effettivamente documentati per una determinata località, ci dice che caratteristiche ha la sismicità di quell'area.

La storia sismica osservata di Troina è molto ricca a partire dal terremoto con epicentro nella stessa città del 1643.

Gli eventi massimi osservati derivano dai forti terremoti accaduti in Sicilia di seguito elencati:

- 1693 epicentro Sicilia orientale;
- 1818 epicentro Catania;
- 1908 epicentro Messina–Calabria;
- 1967 epicentro Monti Nebrodi.

11. ANALISI DEI MODELLI STRUTTURALI

11.1 Eccentricità del centro di massa e di rigidezza

Nel Corpo originario l'irregolarità geometrica non determina un'eccentricità elevata tra il centro di massa e il centro di rigidezza. I due centri sono inoltre disposti in posizione baricentrica con una distanza reciproca non superiore ad 2,94 m e corrispondente circa al 6% della dimensione massima in pianta dell'edificio. L'Ampliamento, anche se geometricamente compatto presenta un'eccentricità massima elevata. La posizione eccentrica e la rigidezza del corpo scala causano il decentramento del centro di rigidezza rispetto al centro di massa. La distanza fra i due centri raggiunge i 4,23 m corrispondente circa al 28% della massima dimensione in pianta dell'edificio.

Gli spostamenti causati dagli effetti torsionali non sono correlati soltanto alla distanza dei due centri, ma anche alla dimensione in pianta dell'edificio ovvero, gli elementi strutturali più distanti dal centro di rigidezza subiscono spostamenti torsionali maggiori. Pertanto, anche se l'eccentricità è maggiore nell'Ampliamento, le consistenti dimensioni del Corpo originario determinano spostamenti torsionali maggiori.

Tabella 34-Eccentricità impalcati

	Impalcato	Eccentricità CM–CR		Vettore ecc.	Dimensione pianta		ecc./dimensione	
		X	Y	CM–CR	X	Y	X	Y
		[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[%]	[%]
Corpo originario	3°	2,92	0,38	2,94	47,22	26,6	6	1
	2°	0,21	0,48	0,52	54,1	26,6	0	2
	1°	1,41	0,55	1,51	54,1	30,5	3	2
Ampliamento	3°	2,88	1,92	3,46	14,2	13,33	20	14
	2°	3,95	1,51	4,23	14,2	13,33	28	11
	1°	3,7	0,28	3,71	14,2	13,33	26	2

11.2 Comportamenti modali

L'analisi del comportamento modale di una struttura consente di esprimere una prima valutazione sulla regolarità complessiva e sugli effetti torsionali che ne derivano.

I modi di oscillazione libera di una struttura si ottengono imponendo delle particolari deformate iniziali che mantengono la forma invariata durante l'oscillazione. Il numero di modi di oscillazione libera sono pari al numero gradi di libertà. Poiché ogni impalcato rigido ha 3 gradi di libertà allora un edificio ad n impalcati (piani) è dotato di $3n$ modi di oscillazione libera.

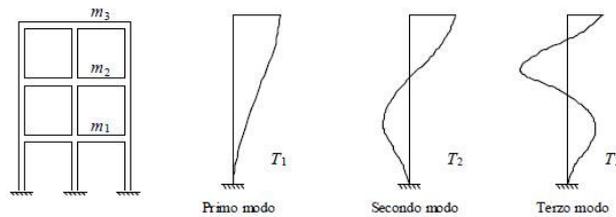
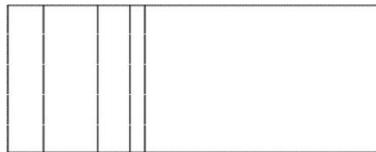


Figura 19-Modi di vibrare di un edificio doppiamente simmetrico

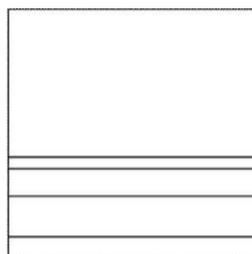
Attraverso la combinazione lineare di queste forme modali è possibile caratterizzare ogni deformata della struttura (rappresentatività della deformata sismica).

In generale in un edificio ciascun modo di vibrare implica contemporaneamente i 3 gradi di libertà dell'impalcato ossia le due traslazioni e la rotazione. Il comportamento ideale di un edificio regolare con impalcati rigidi e dotato di un doppio asse di simmetria assume delle particolari forme modali disaccoppiate fra loro, ovvero le $3n$ oscillazioni sono distribuite in n modi che comportano traslazione pura in una direzione, n modi che comportano traslazione nella direzione ortogonale ed n modi che comportano solamente rotazione (modi disaccoppiati):

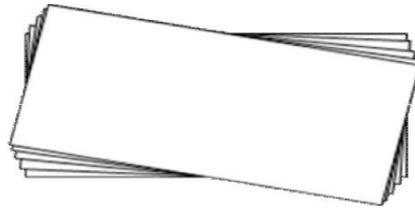
- traslazione lungo X (primo modo)



- traslazione lungo Y (secondo modo)



- rotazione (terzo modo)



Edifici privi di assi di simmetria e ancor più irregolari manifestano oscillazioni libere non disaccoppiate fra i vari modi e quindi le irregolarità presenti determinano moti torsionali che disturbano la struttura richiedendo spostamenti e sollecitazioni più gravose.

La irregolarità presente nel Corpo originario determina forme modali non disaccoppiate ovvero la contemporanea presenza sia delle due componenti traslazionali che di una rotazione nei piani degli impalcati. Gli spostamenti torsionali degli elementi più distanti dal centro di rigidezza sono quindi elevati. Il terzo modo di vibrare determina un'oscillazione in cui è predominante una traslazione lungo X.

Nell'Ampliamento anche se vi è una più elevata eccentricità fra il centro di massa e di rigidezza, la forma compatta della pianta consente forme modali che si avvicinano alle oscillazioni disaccoppiate. Le prime due forme modali determinano principalmente spostamenti traslazioni in due direzioni ortogonali, la terza forma modale è caratterizzata da uno spostamento rotazionale.

Si riportano di seguito i modi di vibrare dei due edifici.

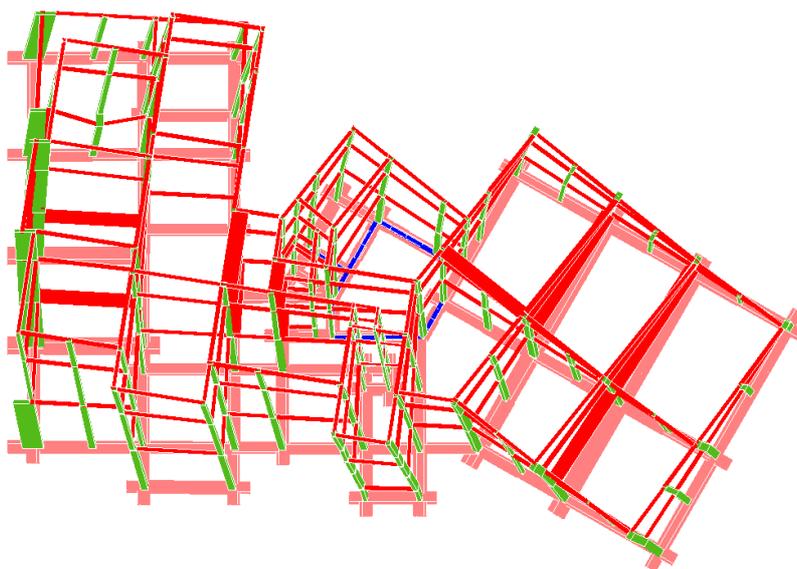


Figura 20-Modo 1; corpo originario

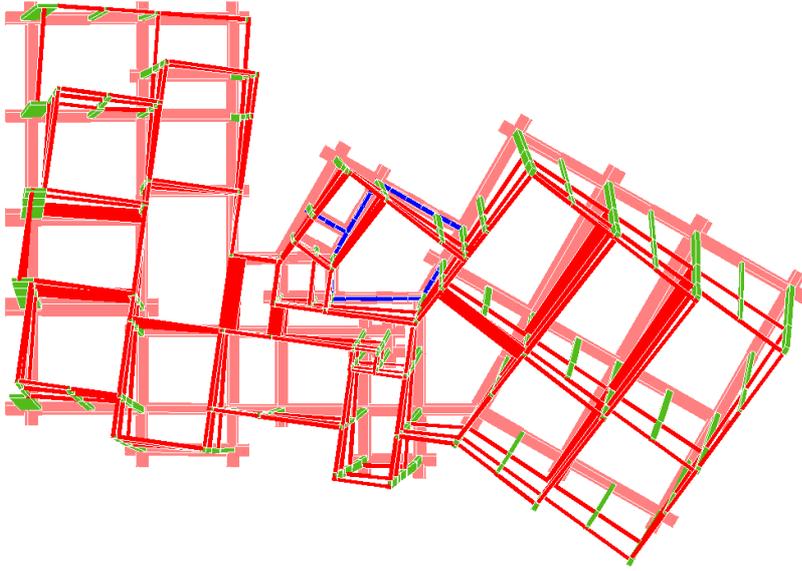


Figura 21-Modo 2; corpo originario

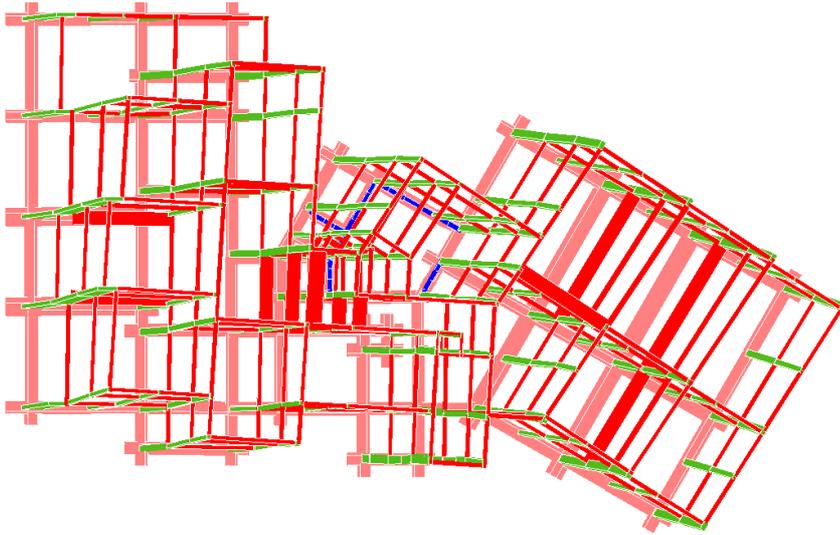


Figura 22-Modo 3; corpo originario

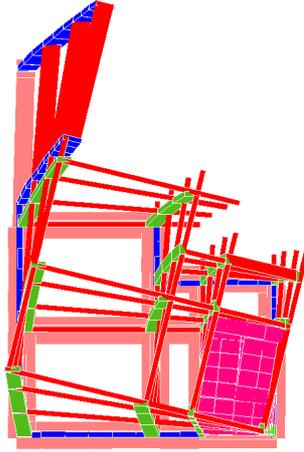


Figura 23-Modo 1; corpo aggiunto

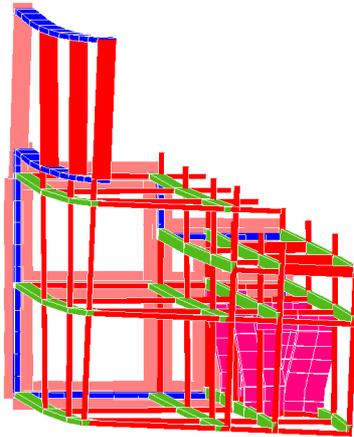


Figura 24-Modo 2; corpo aggiunto

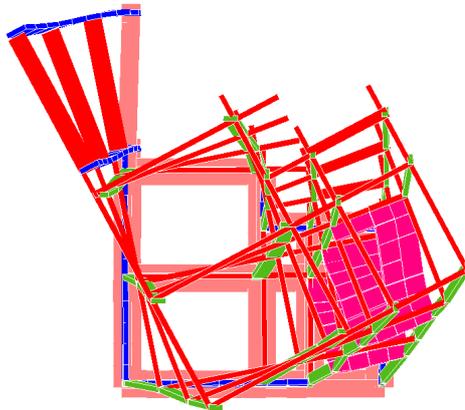


Figura 25-Modo 3; corpo aggiunt0

11.3 Diagrammi delle sollecitazioni

Di seguito si riportano i diagrammi delle sollecitazioni (*momento e taglio*) ricavate nei due corpi strutturali per la combinazione statica e per due combinazioni sismiche nelle due direzioni principali. I diagrammi delle sollecitazioni sismiche sono stati ottenuti mediante analisi modale.

Nel Corpo originario si rilevano, nella combinazione statica, i massimi momenti e tagli nella zona della palestra e nella zona dell'aula magna. In fondazione le grandi luci della palestra determinano anche elevate sollecitazioni. Le due combinazioni sismiche mostrano elevate sollecitazioni nella zona dell'aula magna: la notevole rigidità dei pilastri in tale zona determina gli stati tensionali rilevati. Anche se inferiori rispetto all'aula magna, nella palestra sono presenti delle sollecitazioni importanti. Nell'ampliamento i diagrammi sollecitanti hanno una distribuzione più omogenea e meglio distribuita in tutta la struttura. Nella combinazione statica si rilevano le massime sollecitazioni in fondazione.

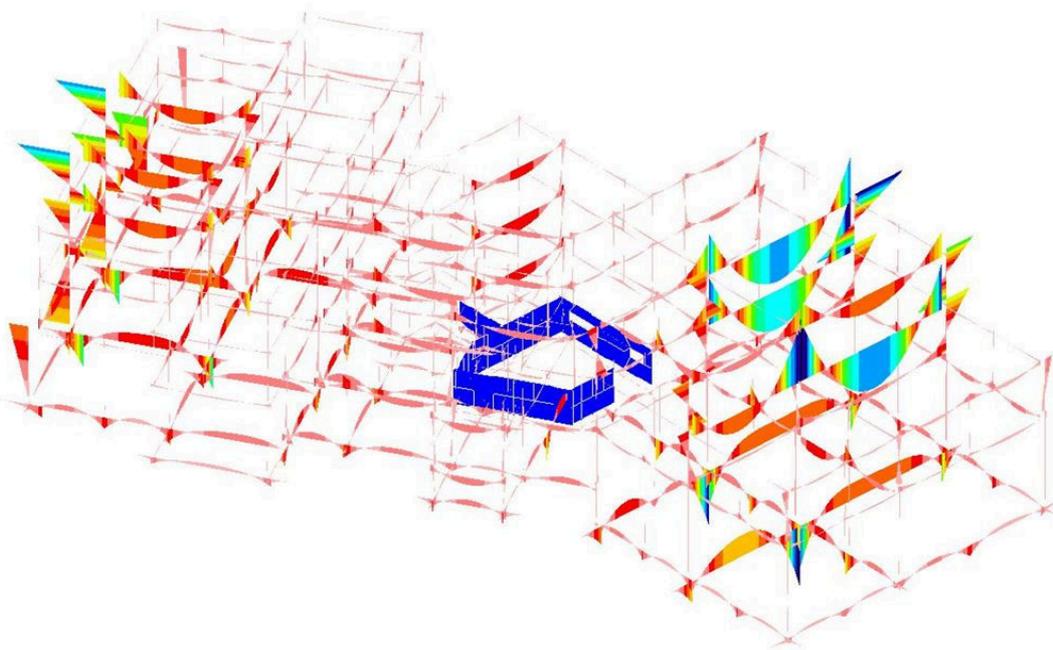


Figura 26-Inviluppo momenti, combinazione statica; corpo originario

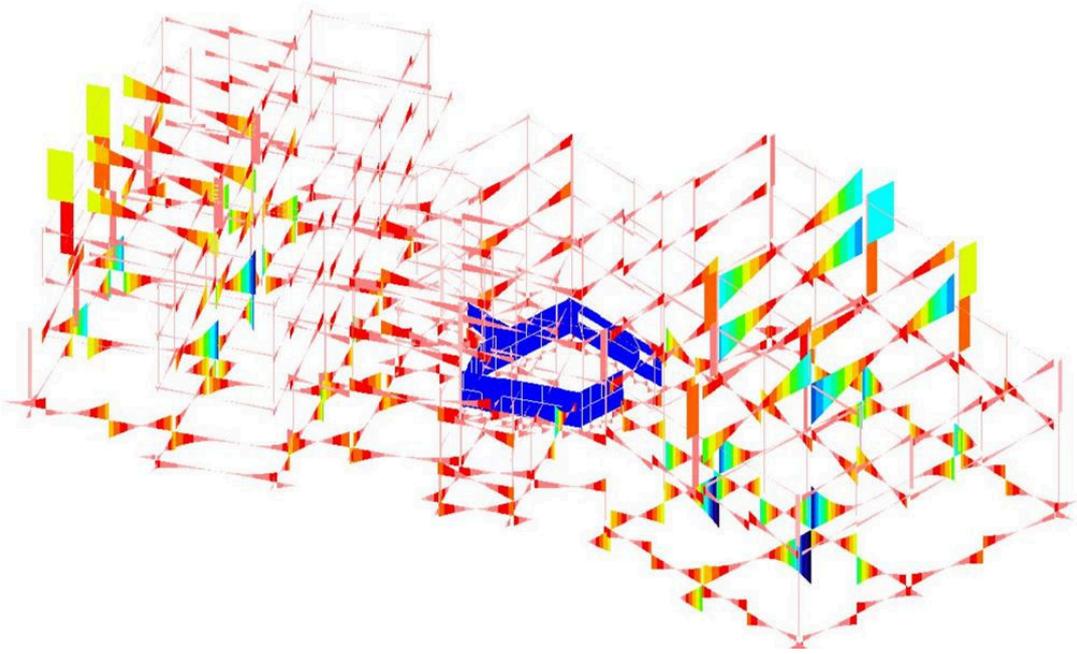


Figura 27-Inviluppo tagli, combinazione statica; corpo originario

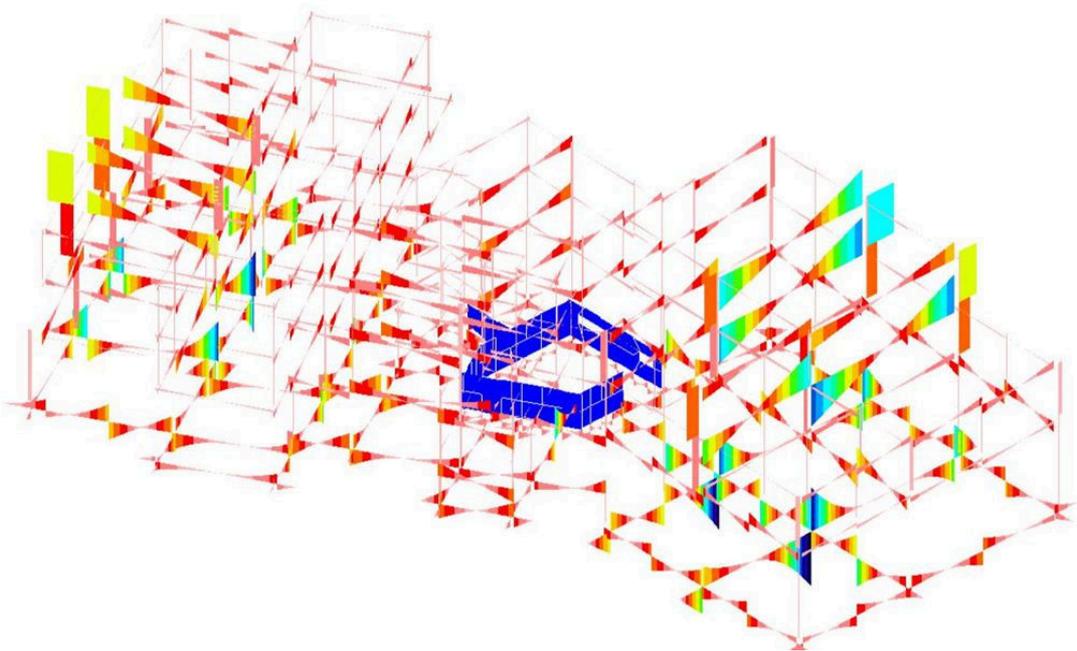


Figura 28-Inviluppo momenti, combinazione $F(x)$; corpo originario

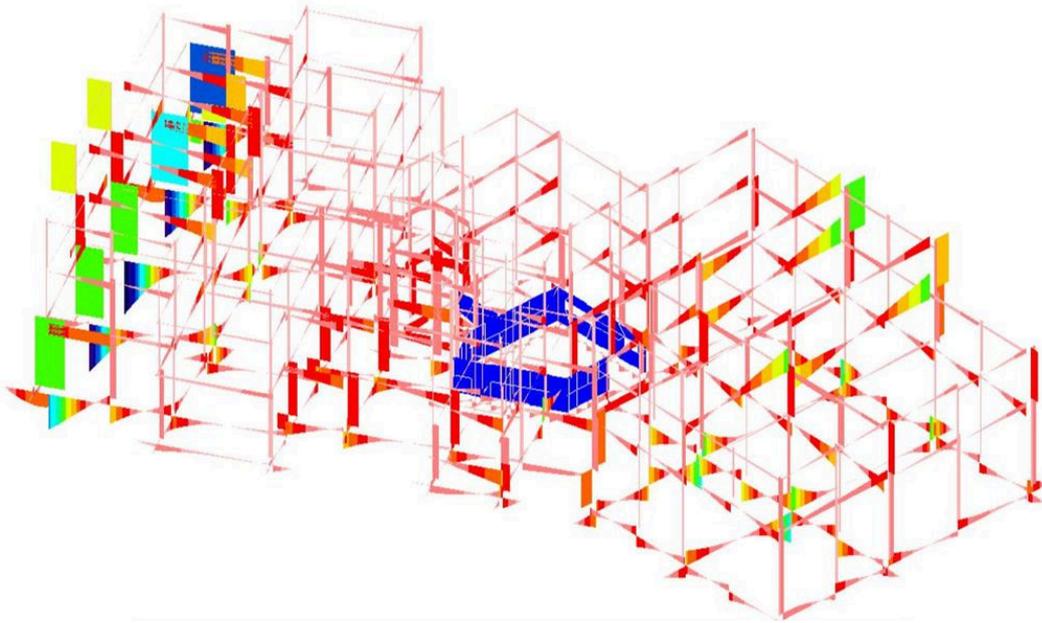


Figura 29-Inviluppo tagli; combinazione $F(x)$; corpo originario

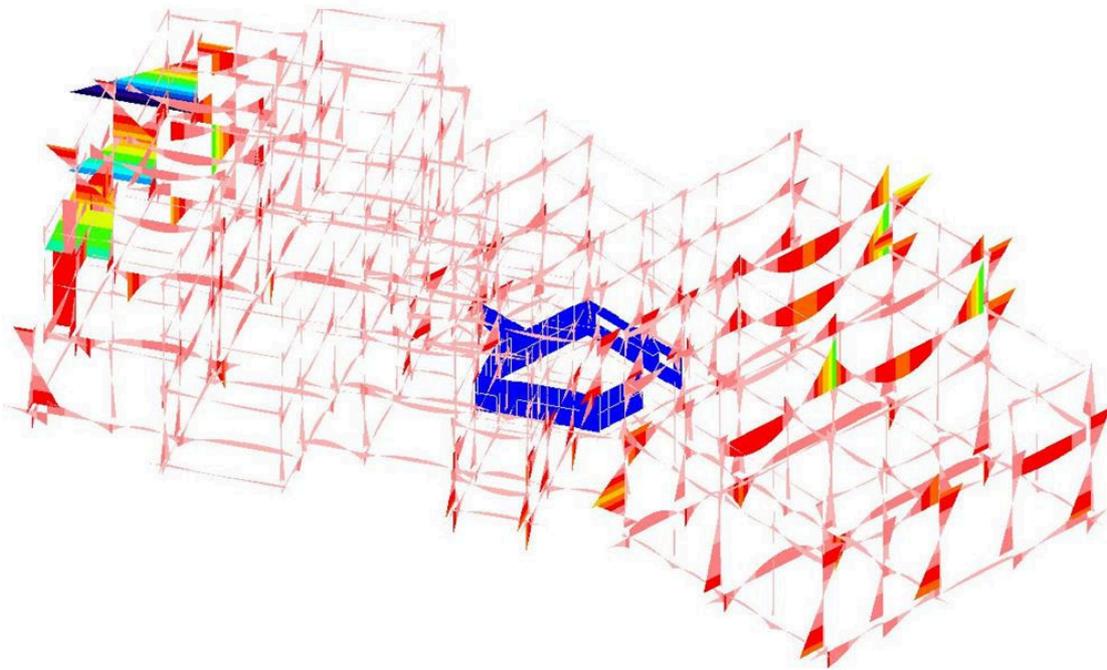


Figura 30-Inviluppo momenti, combinazione $F(y)$; corpo originario

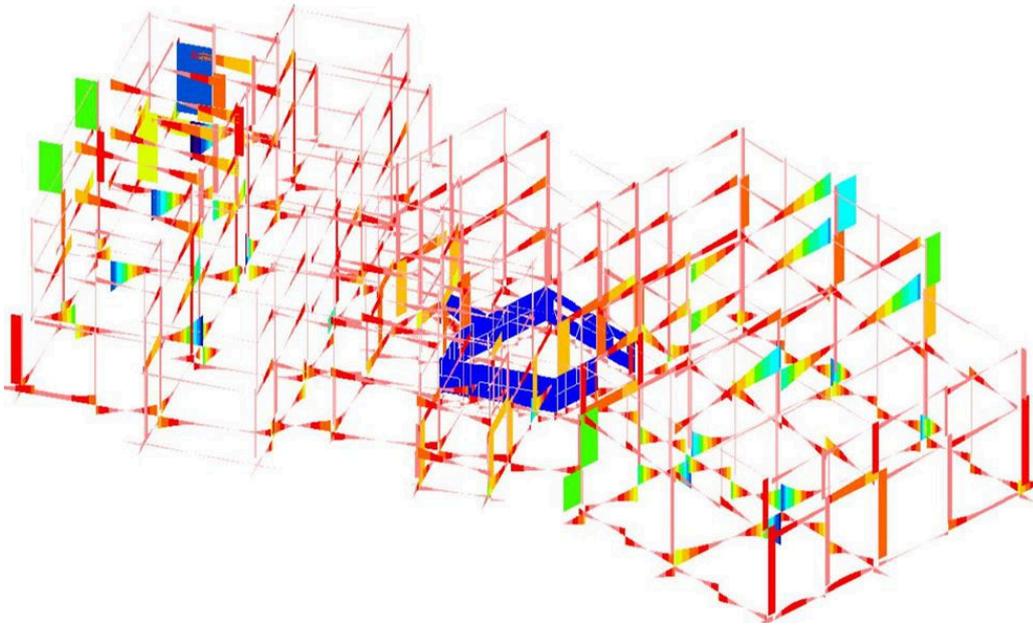


Figura 31-Inviluppo tagli, combinazione $F(y)$; corpo originario

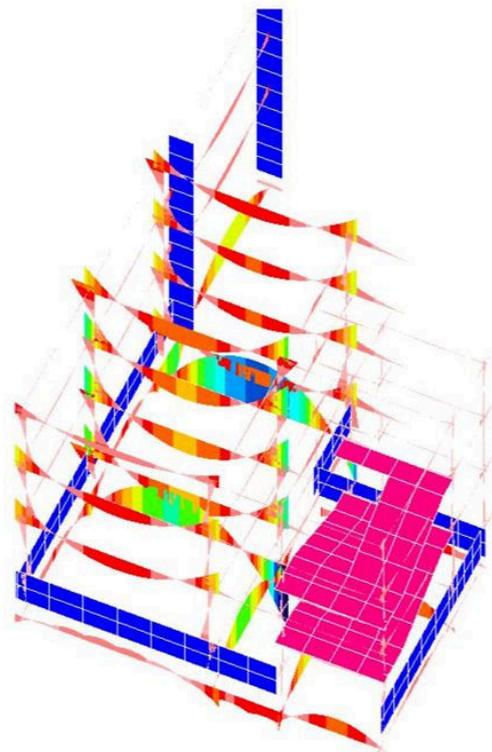


Figura 32-Inviluppo momenti, combinazione statica; corpo aggiunto

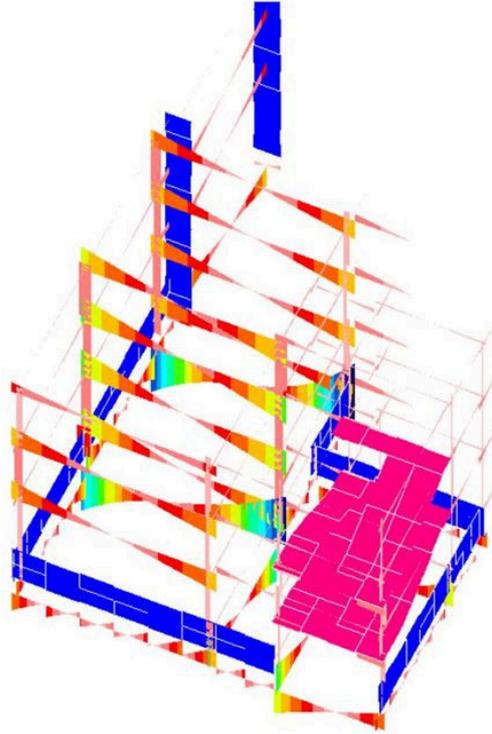


Figura 33-Inviluppo taglio, combinazione statica; corpo aggiunto

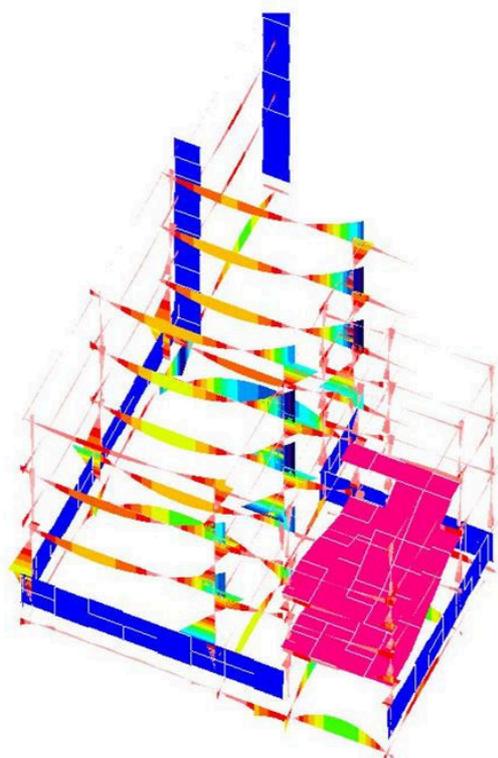


Figura 34-Inviluppo momenti, combinazione $F(x)$; corpo aggiunto

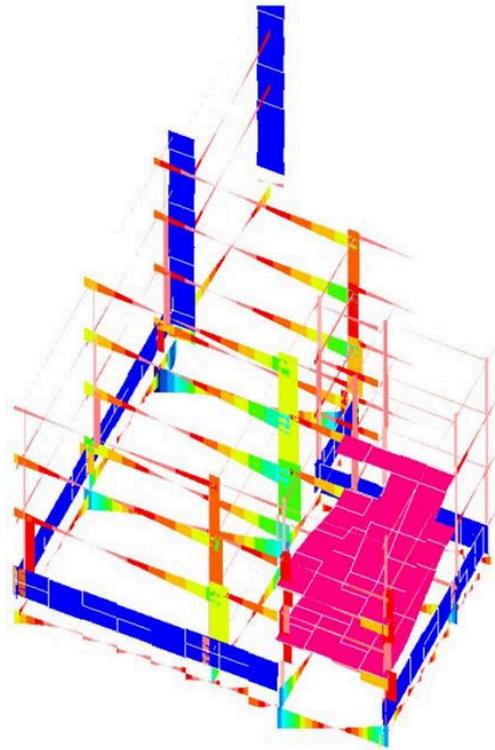


Figura 35-Inviluppo tagli, combinazione $F(x)$; corpo aggiunto

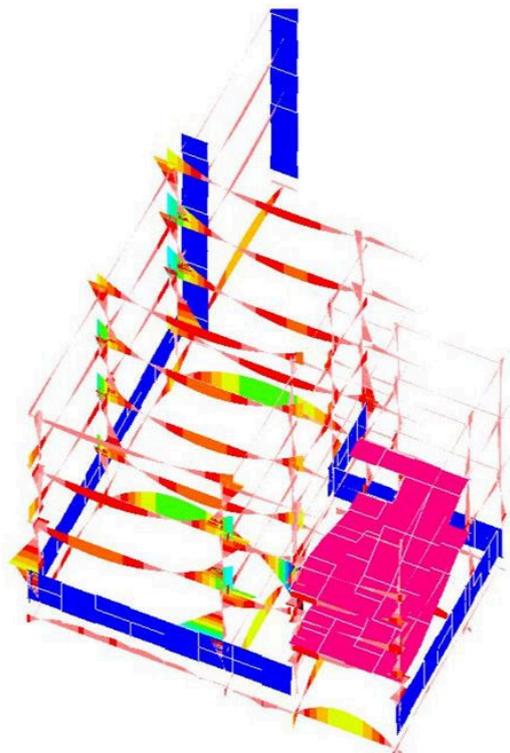


Figura 36-Inviluppo momenti, combinazione $F(y)$; corpo aggiunto

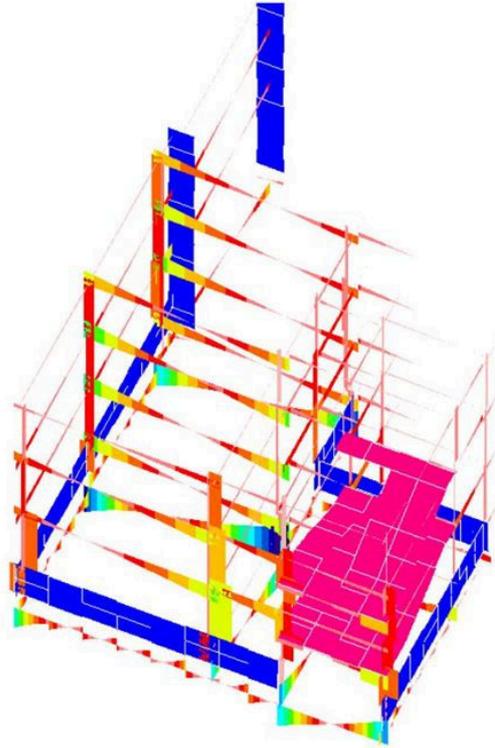


Figura 37-Inviluppo tagli, combinazione $F(y)$; corpo aggiunto

12. METODO DI ANALISI

12.1 Analisi statica non lineare

La valutazione della risposta sismica dell'organismo strutturale è stata effettuata mediante l'analisi statica non lineare (*pushover*).

Tale analisi prevede l'applicazione incrementale di assegnate distribuzioni di forze (analisi non adattiva) allo schema strutturale sino al raggiungimento della resistenza plastica in una sezione critica di travi o pilastri. Raggiunto tale valore in quella sezione non può aversi un incremento delle sollecitazioni che rimarranno costanti e pari al valore resistente; tale sezione sarà libera di ruotare sino all'eventuale raggiungimento del limite di rotazione previsto per lo stato limite in questione. Se non si verificano rotture delle cerniere plastiche che si formano nello schema le forze statiche possono crescere sino alla formazione di un meccanismo di collasso ottenuto mediante una distribuzione di cerniere plastiche tali da generare un cinematismo (labilità della struttura).

Le sollecitazioni indotte dall'azione sismica sugli elementi/meccanismi sia duttili sia fragili da utilizzare per le verifiche sono quelle derivanti dall'analisi strutturale.

La verifica di sicurezza degli elementi/meccanismi duttili si esegue confrontando la domanda e la capacità in termini di deformazioni.

La verifica di sicurezza degli elementi/meccanismi fragili si esegue confrontando la domanda e la capacità in termini di resistenza.

Per il calcolo della capacità di elementi/meccanismi duttili o fragili, dove questa sia confrontata con la domanda per la verifica di sicurezza come sopra indicato, si impiegano le proprietà dei materiali esistenti direttamente ottenute dalle prove in sito, divise per i fattori di confidenza. Per il calcolo della capacità di resistenza degli elementi fragili primari, le resistenze dei materiali si dividono per i corrispondenti coefficienti parziali e per i fattori di confidenza.

Nel caso di analisi *pushover* con ramo degradante e stati limite che si verificano su questo, si considera inoltre:

- nel caso di elementi duttili la domanda in termini di deformazione si calcola in corrispondenza di d_{max} per ciascuno stato limite;
- nel caso di elementi fragili la domanda in termini di taglio si può calcolare in questo modo:
 - dall'analisi *pushover* del sistema a più gradi di libertà si ricava il taglio massimo alla base V_{bu} ;
 - si individua lo spostamento d_{cu} corrispondente a tale taglio
 - se lo spostamento d_{max} relativo ad un dato SL è minore di d_{cu} , il taglio negli elementi verrà calcolato in corrispondenza di d_{max}
 - se $d_{max} > d_{cu}$, il taglio negli elementi verrà calcolato in corrispondenza di d_{cu} .

12.2 Modelli di capacità per la valutazione degli elementi duttili

Per le travi, i pilastri e le pareti soggette a flessione con e senza sforzo normale, la capacità deformativa è definita con riferimento alla rotazione (“rotazione rispetto alla corda”) θ della sezione d'estremità rispetto alla congiungente quest'ultima con la sezione di momento nullo a distanza pari alla luce di taglio:

$$L_V = M/V$$

Tale rotazione è anche pari allo spostamento relativo delle due sezioni diviso per la luce di taglio.

12.2.1 Stato limite di collasso (CO)

Per le verifiche allo SL di collasso (CO) la capacità ultima è θ_u definita mediante la relazione:

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} \cdot 0.016 \cdot (0.3^v) \cdot \left[\frac{\max(0.01; \omega')}{\max(0.01; \omega)} f_c \right]^{0.225} \cdot \left(\frac{L_V}{h} \right)^{0.35} \cdot 25^{\left(\alpha \rho_{sx} \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} \cdot (1.25^{100 \rho_d})$$

dove:

- $\gamma_{el} = 1.5$ per gli elementi primari ed 1.0 per gli elementi secondari;
- $\nu = N/(A_c f_c)$ è lo sforzo assiale normalizzato di compressione agente su tutta la sezione A_c
- $\omega = \frac{A_s f_y}{b_x h_x f_c}$ e $\omega' = \frac{A'_s f_y}{b_x h_x f_c}$ sono le percentuali di armatura meccanica longitudinale in trazione e compressione;
- b, h sono base ed altezza della sezione;
- f_c, f_y e f_{yw} sono le resistenze medie a compressione del calcestruzzo e di snervamento dell'acciaio longitudinale e trasversale, divise per il fattore di confidenza;
- $\rho = \frac{A_{sx}}{b_w \times s_h}$ è la percentuale di armatura trasversale;
- s_h è l'interasse delle staffe nella zona critica);
- ρ_d è la percentuale di eventuali armature diagonali in ciascuna direzione;
- α è un fattore di efficienza del confinamento dato da:

$$\alpha = \left(1 - \frac{s_h}{2b_0}\right) \left(1 - \frac{s_h}{2h_0}\right) \left(1 - \frac{\sum b_i^2}{6h_0 b_0}\right)$$

essendo b_0 e h_0 le dimensioni del nucleo confinato, e b_i le distanze delle barre longitudinali trattenute da tiranti o staffe presenti sul perimetro.

Per le pareti oppure in caso di acciaio incrudente il valore ottenuto deve essere diviso per 1,6.

Negli elementi non dotati di adeguati dettagli di tipo antisismico il valore dato dall'espressione deve essere moltiplicato per 0,85.

In presenza di barre lisce e di condizioni di ancoraggio insoddisfacenti il valore dato dall'espressione deve essere moltiplicato per 0,575.

12.2.2. Stato limite di danno severo (DS)

Per le verifiche allo SL di danno severo (DS) la capacità è valutata come il 75% della capacità ultima θ_u valutata per lo stato limite di collasso.

13.2.3. Stato limite di danno limitato (DL)

Per le verifiche allo SL di danno limitato (DL) la capacità di rotazione totale rispetto alla corda allo snervamento θ_y può essere valutata mediante:

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_V}{3} + 0.0013 \left(1 + 1.5 \frac{h}{L_V}\right) + 0.13 \phi_y \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c}} \quad \text{per travi e pilastri}$$

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_V}{3} + 0.002 \left(1 + 0.125 \frac{h}{L_V} \right) + 0.13 \phi_y \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c}} \quad \text{per pareti}$$

dove:

- ϕ_y è la rotazione rispetto alla corda allo snervamento;
- h è l'altezza della sezione;
- d_b è il diametro medio delle barre longitudinali,
- f_c e f_y sono rispettivamente la resistenza a compressione del calcestruzzo e la resistenza a snervamento dell'acciaio longitudinale in [MPa], ottenute come media delle prove eseguite in sito e da fonti aggiuntive di informazione divise per il fattore di confidenza.

13.3 Modelli di capacità per la valutazione degli elementi fragili

12.3.1 Travi e pilastri sollecitati a taglio

Per le travi ed i pilastri sollecitati a taglio la resistenza si valuta come per il caso di nuove costruzioni per situazioni non sismiche, considerando comunque un contributo del conglomerato al massimo pari a quello relativo agli elementi senza armature trasversali resistenti a taglio. Le resistenze dei materiali sono ottenute come media delle prove eseguite in sito e da fonti aggiuntive di informazione, divise per il fattore di confidenza appropriato e per il coefficiente parziale del materiale.

In caso di pilastri soggetti a valori di sforzo normale particolarmente elevato va presa in considerazione la possibilità di comportamento fragile.

12.3.2 Nodi trave-pilastro

Per i nodi non confinati deve essere verificata sia la resistenza a trazione che quella a compressione, entrambe diagonali. Le relative espressioni sono:

- per la resistenza a trazione:

$$\sigma_{nt} = \left| \frac{N}{2A_g} - \sqrt{\left(\frac{N}{2A_g}\right)^2 + \left(\frac{V}{A_g}\right)^2} \right| \leq 0.3\sqrt{f_c} \quad (f_c \text{ in MPa})$$

- per la resistenza a compressione:

$$\sigma_{nc} = \frac{N}{2A_g} - \sqrt{\left(\frac{N}{2A_g}\right)^2 + \left(\frac{V}{A_g}\right)^2} \leq 0.5 f_c \quad (f_c \text{ in MPa})$$

dove N indica l'azione assiale presente nel pilastro superiore, V_n indica il taglio totale agente sul nodo,

considerando sia il taglio derivante dall'azione presente nel pilastro superiore, sia quello dovuto alla sollecitazione di trazione presente nell'armatura longitudinale superiore della trave, A_g indica la sezione orizzontale del nodo.

Le resistenze dei materiali sono ottenute come media delle prove eseguite in sito e da fonti aggiuntive di informazione, divise per il fattore di confidenza e per il coefficiente parziale del materiale.

12.4 Curva di capacità

La verifica dei livelli di sicurezza sismica dell'edificio è stata eseguita mediante la determinazione della curva di capacità e la conseguente valutazione del rapporto tra le accelerazioni sismiche attese e le accelerazioni al suolo corrispondenti ai differenti stati limite. Tali valutazioni, come già anticipato nei paragrafi precedenti, sono state effettuate a mezzo di analisi non lineari, in particolare mediante analisi *pushover*. Per tale analisi è stato necessario definire i modelli reologici dei materiali acciaio e calcestruzzo individuando i seguenti parametri:

- f_c resistenza a compressione del calcestruzzo;
- f_{ct} resistenza a trazione del calcestruzzo;
- f_t resistenza a snervamento dell'acciaio.

Il legame costitutivo del calcestruzzo utilizzato è di tipo elasto-plastico a duttilità limitata a compressione ed elasto-fragile a trazione. Per l'acciaio il legame costitutivo è elasto-plastico perfetto a duttilità limitata simmetrico a compressione e a trazione.

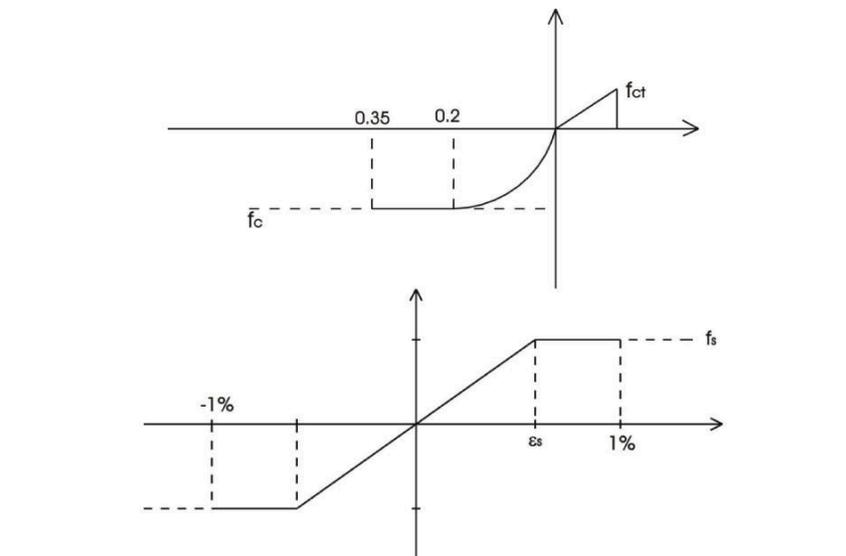


Figura 38-Legami costitutivi calcestruzzo e acciaio

Dall'indagine sono stati desunti i valori di deformazione e di resistenza per i materiali anche alla luce delle caratteristiche costruttive rilevate (quantità e disposizione delle armature, confinamento delle

staffe, etc.). Eseguite le indagini utili per l'accertamento della geometria, dei dettagli costruttivi, e dei materiali si è potuto procedere alla definizione del modello strutturale tridimensionale e, per ciascuna sezione strutturale, della geometria, delle armature e del legame momento curvatura.

È stata esaminata la risposta del sistema strutturale sotto l'azione di due distinte distribuzioni di forze orizzontali:

- distribuzione proporzionale alle masse;
- distribuzione proporzionale al prodotto della massa per la deformata del primo modo ottenuta
- attraverso un'analisi dinamica modale.

Le verifiche di duttilità e di resistenza di ciascun elemento/meccanismo sono eseguite per la distribuzione di forze più sfavorevole.

Definito quale "punto di controllo" il centro di massa dell'ultimo impalcato è stato possibile tracciare il legame forza-spostamento generalizzato tra il taglio alla base V_b e lo spostamento d di tale punto.

Tale legame rappresenta la cosiddetta curva di capacità dell'edificio.

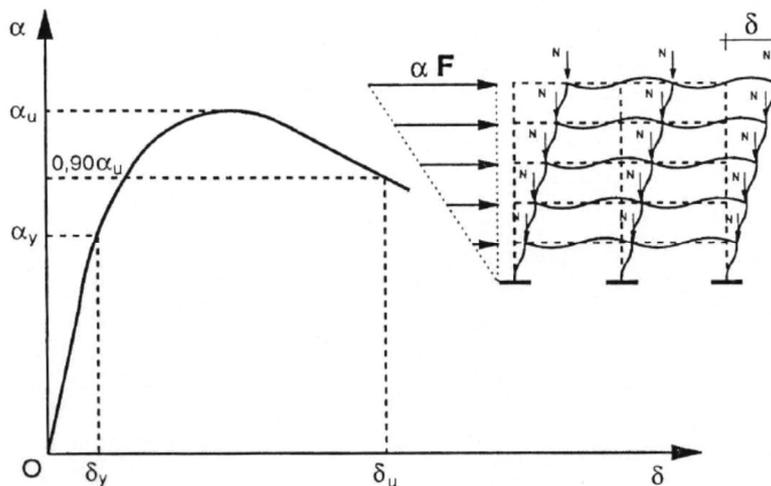


Figura 39-Curva di capacità tipo

12.5 Modelli di calcolo

Per la valutazione dei livelli di sicurezza sismica della scuola sono stati analizzati due modelli strutturali distinti per ciascun corpo. Ciascuno di essi è costituito a livello strutturale da fondazioni su trave rovescia, pilastri e travi con l'ipotesi di comportamento rigido dell'impalcato.

Il modello del corpo originario prevede fondazioni disposte a tre quote differenti:

- quota 0,00 m ala della palestra e servizi annessi;
- quota 1,20 m ala amministrativa e connessa all'ampliamento;
- quota 2,20 m zona ingresso.

Il corpo originario è anche caratterizzato da una notevole irregolarità in pianta e in elevazione. L'ampliamento, ad eccezione di un telaio che emerge oltre la volumetria compatta e del corpo scala collocato in posizione eccentrica, è abbastanza regolare.

L'analisi statica non lineare è stata condotta secondo le ipotesi più coerenti con il rilievo dei dettagli costruttivi eseguiti in sito ed in particolare con l'impiego dei seguenti parametri di calcolo per l'analisi statica non lineare:

- nodi non confinati, in quanto assenti specifiche armature a taglio nell'intersezione trave-pilastro; tale ipotesi risulta cautelativa sia perché taluni nodi sono parzialmente confinati dalla presenza di ballatoi, solai, etc., sia perché le formule di verifica dei nodi adottate sono particolarmente gravose;
- possibile formazione dei meccanismi fragili, in quanto le specifiche armature rilevate in elementi rappresentativi sono disposte con elevata spaziatura e con inadeguata distribuzione delle rigidezze in pianta;
- è adottato il modello a plasticizzazione concentrata, secondo la quale le aste sono a comportamento elastico fin quando viene raggiunto, in una data sezione, il momento di completa plasticizzazione. Al verificarsi di tale evento nella sezione si forma una cerniera plastica sulla quale è calcolato il limite rotazionale dell'elemento strutturale; non è ammessa la plasticizzazione distribuita nelle sezioni adiacenti (plasticizzazione diffusa).

13. INDICI DI RISCHIO E SINTESI DEI RISULTATI

Attraverso la valutazione “*step by step*” del regime di sforzo e di deformazione sono state determinate le condizioni di raggiungimento di uno specifico stato limite e le relative accelerazioni sismiche ad esso associate. Come previsto dalla normativa la curva di capacità è stata confrontata con gli spettri di risposta elastica mediante il grafico ADSR al fine di ottenere gli indicatori di rischio relativi agli stati limite considerati. Si riportano di seguito i dati del software utilizzato

Produttore	S.T.S. srl
Titolo	CDSWin
Versione	Rel. 2017
Nro Licenza	35287

Ragione sociale completa del produttore del software:

S.T.S. s.r.l. Software Tecnico Scientifico S.r.l. - *Via Tre Torri n°11 - 95030 Sant'Agata li Battiati (CT).*

I risultati completi della analisi statiche non lineari sono riportate nei tabulati di calcolo relativi alle analisi ante e post interventi. I risultati pervenuti dall'analisi del modello globale confermano le limitate risorse sismiche della struttura in particolare nei confronti di meccanismi fragili con collasso a taglio di alcune travi e dei nodi trave-pilastro. La ridotta resistenza strutturale è imputabile al contributo di diverse concause che trovano origine comune nella limitata progettazione sismoresistente della struttura. L'edificio infatti è stato progettato senza quei dettagli costruttivi che rendono le strutture resistenti nei confronti dei meccanismi fragili ed idonei ad assorbire le azioni sismiche previste dalla vigente normativa.

Di seguito si elencano i fattori che prevalentemente riducono la capacità di resistenza alle azioni sismiche degli elementi strutturali principali; alcuni di essi sono stati approfonditi nei paragrafi precedenti:

- eccessiva dimensione in pianta (Corpo originario);
- eccentricità centro di massa e centro di rigidità;
- irregolarità in pianta;
- dimensioni delle travi maggiori rispetto alle dimensioni dei pilastri;
- campate dei telai irregolari;
- pilastri tozzi;
- presenza di nodi non confinati;

- armatura a taglio insufficiente nelle zone critiche;
- assenza di collegamenti tra pannelli murari di tamponamento e cornice strutturale.

Per semplicità di lettura e per consentire un'immediata valutazione della sicurezza sismica dell'edificio analizzato, sono stati riepilogati i risultati delle analisi in termini di indici di rischio e riportati nelle tabelle seguenti.

I valori riportati nelle seguenti tabelle corrispondono al primo collasso strutturale che è determinato per ogni pushover da un meccanismo di tipo fragile (rottura a taglio di trave, pilastro o collasso nodale)

13.1 RISULTATI GENERALI PUSHOVER ANTE INTERVENTO CORPO ORIGINARIO

PUSH-OVER N.ro	PgaLV/Pga 10%	STATUS
1	1,055	VERIFICA
2	1,098	VERIFICA
3	0,946	NON VERIFICA
4	0,974	NON VERIFICA
5	1,087	VERIFICA
6	1,088	VERIFICA
7	0,878	NON VERIFICA
8	0,912	NON VERIFICA
9	1,103	VERIFICA
10	1,046	VERIFICA
11	0,906	NON VERIFICA
12	1,090	VERIFICA
13	1,118	VERIFICA
14	1,029	VERIFICA
15	0,832	NON VERIFICA
16	1,010	VERIFICA

14.2 RISULTATI GENERALI PUSHOVER POST INTERVENTO CORPO ORIGINARIO

PUSH-OVER N.ro	PgaLV/Pga 10%	STATUS
1	1,392	VERIFICA
2	1,248	VERIFICA
3	1,087	VERIFICA
4	1,244	VERIFICA
5	1,227	VERIFICA
6	1,002	VERIFICA
7	1,044	VERIFICA
8	1,064	VERIFICA
9	1,246	VERIFICA
10	1,216	VERIFICA
11	1,031	VERIFICA
12	1,321	VERIFICA
13	1,032	VERIFICA
14	1,226	VERIFICA
15	1,053	VERIFICA
16	1,474	VERIFICA

Ai fini dell'Adeguamento sismico dell'edificio sono previsti interventi locali mirati al raggiungimento di un valore dell'indice PgaLV/Pga10% maggiore o uguale all'unità. Ciò significa che si sta portando l'edificio ad un livello di efficienza nei confronti del sisma (secondo i dettami NTC08 e sue successive integrazioni e modifiche) maggiore o uguale al 100%. Sono previsti interventi atti al miglioramento della rigidezza complessiva dell'edificio, in quanto esso, per la sua particolare irregolarità in pianta, presenta un comportamento sismico abbastanza anomalo dovuto a modi di vibrare accoppiati, in entrambe le direzioni (orizzontale x e orizzontale y), con la componente rotazionale del sisma. Si è quindi previsto un irrigidimento, attraverso la realizzazione di setti armati, del corpo palestra fino ad un'altezza dal piano di posa dei pilastri di 3,20 m. Da questa tipologia di intervento scaturisce un ringrosso del paramento esterno delle travi di fondazione perimetrali. Questo intervento è mirato al miglioramento della capacità portante del sistema fondale dell'intero edificio. Dai risultati delle analisi pushover si è notato inoltre l'eventuale creazione di cerniere plastiche in alcuni pilastri dell'edificio in seguito ad un sisma. Quindi in accordo con le regole delle Gerarchia

delle Resistenza si sono previsti interventi di irrigidimento di detti pilastri con FRP, in modo tale da scongiurare tale eventualità.

I suddetti interventi hanno consentito di portare il livello di efficienza della struttura nei confronti del sisma ad un valore maggiore dell'100%, rendendola così adeguata ai dettami della vigente normativa.

14.3 RISULTATI GENERALI PUSHOVER CORPO AGGIUNTO

PUSH-OVER N.ro	PgaLV/Pga 10%	STATUS
1	1,507	VERIFICA
2	1,507	VERIFICA
3	1,507	VERIFICA
4	1,507	VERIFICA
5	1,507	VERIFICA
6	1,507	VERIFICA
7	1,507	VERIFICA
8	1,402	VERIFICA
9	1,507	VERIFICA
10	1,507	VERIFICA
11	1,507	VERIFICA
12	1,507	VERIFICA
13	1,507	VERIFICA
14	1,507	VERIFICA
15	1,507	VERIFICA
16	1,193	VERIFICA

Dato che per il corpo aggiunto gli indici di rischio allo SLV sono superiori all'unità, non sono previsti interventi.

Indice generale

1. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	61
1.1 CONGLOMERATO PER STRUTTURE DI FONDAZIONE ED ELEVAZIONE CLASSE 25/30	61
1.1.1 Cemento	61
1.1.2 Controllo della documentazione	61
1.1.3 Controllo di accettazione	61
1.2 AGGREGATI	62
1.3 ACQUA.....	63
1.4 ADITTIVI.....	63
1.5 CARATTERISTICHE DEL CALCESTRUZZO.....	64
1.5.1 Le classi di resistenza.....	64
1.5.2 Reologia degli impasti e granulometria degli aggregati.....	64
1.5.3 Rapporto acqua/cemento.....	64
1.5.4 Lavorabilità.....	65
1.6 CALCESTRUZZO PREVISTO	66
2. ACCIAIO.....	67
2.1 ACCIAIO PER GETTI	67
2.1.1 Requisiti	67
2.1.2 Controlli sull'acciaio.....	69
3. RINFORZO STRUTTURALE IN PBO.....	71

**LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA E DI MIGLIORAMENTO
DELL'ACCESSIBILITA' DELLA SEDE DELL'ISTITUTO
SUPERIORE "ETTORE MAJORANA" DI TROINA
- ADEGUAMENTO SISMICO -
P.O.N.
"Ambienti per l'apprendimento" FESR 2014-2020
ASSE II – "Qualità degli ambienti scolastici"**

1. Caratteristiche dei materiali

1.1 Conglomerato per strutture di fondazione ed elevazione classe 25/30

1.1.1 Cemento

Tutti i manufatti in c.a. e c.a.p. potranno essere eseguiti impiegando unicamente cementi provvisti di attestato di conformità CE che soddisfino i requisiti previsti dalla norma UNI EN 197-1:2006.

1.1.2 Controllo della documentazione

In cantiere o presso l'impianto di confezionamento del calcestruzzo è ammessa esclusivamente la fornitura di cementi di cui al punto 1.1.1. Tutte le forniture di cemento devono essere accompagnate dall'attestato di conformità CE. Le forniture effettuate da un intermediario, ad esempio un importatore, dovranno essere accompagnate dall'Attestato di Conformità CE rilasciato dal produttore di cemento e completato con i riferimenti ai DDT dei lotti consegnati dallo stesso intermediario. Il Direttore dei Lavori è tenuto a verificare periodicamente quanto sopra indicato, in particolare la corrispondenza del cemento consegnato, come rilevabile dalla documentazione anzidetta, con quello previsto nel Capitolato Speciale di Appalto e nella documentazione o elaborati tecnici specifici.

1.1.3 Controllo di accettazione

Il Direttore dei Lavori potrà richiedere controlli di accettazione sul cemento in arrivo in cantiere nel caso che il calcestruzzo sia prodotto da impianto di confezionamento installato nel cantiere stesso. Il prelievo del cemento dovrà avvenire al momento della consegna in conformità alla norma UNI EN 196-7. L'impresa dovrà assicurarsi, prima del campionamento, che il sacco da cui si effettua il prelievo sia in perfetto stato di conservazione o, alternativamente, che l'autobotte sia ancora munita di sigilli; è obbligatorio che il campionamento sia effettuato in contraddittorio con un rappresentante

del produttore di cemento.

Il controllo di accettazione di norma potrà avvenire indicativamente ogni 5.000 tonnellate di cemento consegnato. Il campione di cemento prelevato sarà suddiviso in almeno tre parti di cui una verrà inviata ad un Laboratorio Ufficiale di cui all'art 59 del D.P.R. n° 380/2001 scelto dalla Direzione Lavori, un'altra è a disposizione dell'impresa e la terza rimarrà custodita, in un contenitore sigillato, per eventuali controprove.

1.2 Aggregati

Gli aggregati utilizzabili, ai fini del confezionamento del calcestruzzo, possono provenire da lavorazioni di materiali naturali ovvero da processi di riciclo i quali debbono possedere marcatura CE secondo D.P.R. 246/93 e successivi decreti attuativi.

Gli aggregati debbono essere conformi ai requisiti della normativa UNI EN 12620 e UNI 8520-2 con i relativi riferimenti alla destinazione d'uso del calcestruzzo.

Il diametro massimo (D_{max}) dell'aggregato in conformità al copriferro (cf), all'interferro (if) e alla sezione minima (S_{min}) della struttura dovrà rispettare le seguenti condizioni:

- $D_{max} \leq 1,30 \cdot cf = 3,3 \cdot 3,3 = 2,47 \text{ cm}$
- $D_{max} \leq cf - 5 \text{ mm} = 3,3 - 0,5 = 2,8 \text{ cm}$
- $D_{max} \leq 1/4 S_{min} = 1/3 \cdot 16 \text{ cm} = 5,33 \text{ cm}$

La massa volumica media del granulo in condizioni s.s.a. (saturo a superficie asciutta) deve essere pari o superiore a 2300 kg/m^3 . A questa prescrizione si potrà derogare solo in casi di comprovata impossibilità di approvvigionamento locale, purché si continuino a rispettare le prescrizioni in termini di resistenza caratteristica a compressione e di durabilità.

Per opere caratterizzate da un elevato rapporto superficie/volume, laddove assume un'importanza predominante la minimizzazione del ritiro igrometrico del calcestruzzo, occorrerà preliminarmente verificare che l'impiego di aggregati di minore massa volumica non determini un incremento del ritiro rispetto ad un analogo conglomerato confezionato con aggregati di massa volumica media maggiore di 2300 Kg/mc . Per i calcestruzzi con classe di resistenza caratteristica a compressione maggiore di C50/60 preferibilmente dovranno essere utilizzati aggregati di massa volumica maggiore di 2600 Kg/mc .

Gli aggregati dovranno rispettare i requisiti minimi imposti dalla norma UNI 8520 parte 2 relativamente al contenuto di sostanze nocive. In particolare:

- il contenuto di solfati solubili in acido (espressi come SO_3 da determinarsi con la procedura prevista dalla UNI-EN 1744-1 punto 12) dovrà risultare inferiore allo 0.2% sulla massa dell'aggregato indipendentemente se l'aggregato è grosso oppure fine (aggregati con classe di

contenuto di solfati AS0,2);

- il contenuto totale di zolfo (da determinarsi con UNI-EN 1744-1 punto 11) dovrà risultare inferiore allo 0.1 %;
- non dovranno contenere forme di silice amorfa alcali-reattiva o in alternativa dovranno evidenziare espansioni su prismi di malta, valutate con la prova accelerata e/o con la prova 4 a lungo termine in accordo alla metodologia prevista dalla UNI 8520-2, inferiori ai valori massimi riportati nel prospetto 6 della UNI 8520 parte 2.

1.3 Acqua

Per la produzione del calcestruzzo dovranno essere impiegate le acque potabili e quelle di riciclo conformi alla UNI EN 1008:2003.

1.4 Additivi

Gli additivi per la produzione del calcestruzzo devono possedere la marcatura CE ed essere conformi, in relazione alla particolare categoria di prodotto cui essi appartengono, ai requisiti imposti dai rispettivi prospetti della norma UNI EN 934 (parti 2, 3, 4, 5). Per gli altri additivi che non rientrano nelle classificazioni della norma si dovrà verificarne l'idoneità all'impiego in funzione dell'applicazione e delle proprietà richieste per il calcestruzzo. E' onere del produttore di calcestruzzo verificare preliminarmente i dosaggi ottimali di additivo per conseguire le prestazioni reologiche e meccaniche richieste oltre che per valutare eventuali effetti indesiderati. Per la produzione degli impasti, si consiglia l'impiego costante di additivi fluidificanti / riduttori di acqua o superfluidificanti/riduttori di acqua ad alta efficacia per limitare il contenuto di acqua di impasto, migliorare la stabilità dimensionale del calcestruzzo e la durabilità dei getti. Nel periodo estivo si consiglia di impiegare specifici additivi capaci di mantenere una prolungata lavorabilità del calcestruzzo in funzione dei tempi di trasporto e di getto.

Per le riprese di getto si potrà far ricorso all'utilizzo di ritardanti di presa e degli adesivi per riprese di getto.

Nel periodo invernale al fine di evitare i danni derivanti dalla azione del gelo, in condizioni di maturazione al di sotto dei 5 °C, si farà ricorso, oltre che agli additivi superfluidificanti, l'utilizzo di additivi acceleranti di presa e di indurimento privi di cloruri.

Per i getti sottoposti all'azione del gelo e del disgelo, si farà ricorso all'impiego di additivi aeranti come prescritto dalle normative UNI EN 206 e UNI 11104.

1.5 Caratteristiche del calcestruzzo

1.5.1 Le classi di resistenza

Si fa riferimento alle Norme Tecniche per le Costruzioni del 14/01/2008 p.to 11.2. In particolare, relativamente alla resistenza caratteristica convenzionale a compressione il calcestruzzo verrà individuato mediante la simbologia C (X/Y) dove Y è la resistenza caratteristica a compressione misurata su provini cilindrici (f_{ck}) con rapporto altezza/diametro pari a 2 ed X è la resistenza caratteristica a compressione valutata su provini cubici di lato 150 mm (R_{ck}). Legati dalla relazione

$$f_{ck} = 0.83 R_{ck}$$

Le caratteristiche meccaniche sono di seguito descritte:

- Classe di resistenza C 25/30 ($R_{ck}= 25 \text{ N/mm}^2$)
- Classe di esposizione (UNI EN 206-1) XC2/XC3
- Classe di consistenza S3
- Dimensione inerte max 15-30 mm

1.5.2 Reologia degli impasti e granulometria degli aggregati

Per il confezionamento del calcestruzzo dovranno essere impiegati aggregati appartenenti a non meno di due classi granulometriche diverse. La percentuale di impiego di ogni singola classe granulometrica verrà stabilita dal produttore con l'obiettivo di conseguire i requisiti di lavorabilità e di resistenza alla segregazione. La curva granulometrica ottenuta dalla combinazione degli aggregati disponibili, inoltre, sarà quella capace di soddisfare le esigenze di posa in opera richieste dall'impresa (ad esempio, pompabilità), e quelle di resistenza meccanica a compressione e di durabilità richieste per il conglomerato.

La dimensione massima dell'aggregato dovrà essere non maggiore di 1/4 della sezione minima dell'elemento da realizzare, dell'interfero ridotto di 5 mm, dello spessore del copriferro aumentato del 30% (in accordo anche con quanto stabilito dagli Eurocodici).

1.5.3 Rapporto acqua/cemento

Il quantitativo di acqua efficace da prendere in considerazione nel calcolo del rapporto a/c equivalente è quello realmente a disposizione dell'impasto, dato dalla somma di:

- (a_{aggr}) => quantitativo di acqua ceduto o sottratto dall'aggregato se caratterizzato rispettivamente da un tenore di umidità maggiore o minore dell'assorbimento (tenore di umidità che individua la condizione di saturo a superficie asciutta);
- (a_{add}) => aliquota di acqua introdotta tramite gli additivi liquidi (se utilizzati in misura superiore a 3 l/mc) o le aggiunte minerali in forma di slurry;

- (a_m) => aliquota di acqua introdotta nel mescolatore/betoniera; ottenendo la formula:

$$a_{eff} = a_{aggr} + a_{add} + a_m$$

Il rapporto acqua/cemento sarà quindi da considerarsi come un rapporto acqua/cemento . equivalente individuato dall'espressione più generale:

$$(c K * c_v K * f_s)$$

$$(a/c)_{eq} = a_{eff} / (c + K_{cv} * c_v + K_{fs} * f_s)$$

nella quale vengono considerate le eventuali aggiunte di ceneri volanti o fumi di silice all'impasto nell'impianto di betonaggio.

I termini utilizzati sono:

- c => dosaggio per mc di impasto di cemento;
- c_v => dosaggio per mc di impasto di cenere volante;
- f_s => dosaggio per mc di impasto di fumo di silice;
- K_{cv} ; K_{fs} => coefficienti di equivalenza rispettivamente della cenere volante e del fumo di silice desunti dalla norma UNI-EN 206-1 ed UNI 11104

1.5.4 Lavorabilità

Il produttore del calcestruzzo dovrà adottare tutti gli accorgimenti in termini di ingredienti e di composizione dell'impasto per garantire che il calcestruzzo posseda al momento della consegna del calcestruzzo in cantiere la lavorabilità prescritta e riportata per ogni specifico conglomerato descritto nel DM. 2008.

Salvo diverse specifiche e/o accordi con il produttore del conglomerato la lavorabilità al momento del getto verrà controllata all'atto del prelievo dei campioni per i controlli d'accettazione della resistenza caratteristica convenzionale a compressione secondo le indicazioni riportate sulle Norme Tecniche sulle Costruzioni. La misura della lavorabilità verrà condotta in accordo alla UNI-EN 206-1 dopo aver proceduto a scaricare dalla betoniera almeno 0.3 mc di calcestruzzo. In accordo con le specifiche di capitolato la misura della lavorabilità potrà essere effettuata mediante differenti metodologie. In particolare la lavorabilità del calcestruzzo può essere definita mediante:

- Il valore dell'abbassamento al cono di Abrams (UNI-EN 12350-2) che definisce la classe di consistenza o uno slump di riferimento oggetto di specifica;
- la misura del diametro di spandimento alla tavola a scosse (UNI-EN 12350-5).

Salvo strutture da realizzarsi con particolari procedimenti di posa in opera (pavimentazioni a casseri scorrevoli, manufatti estrusi, etc.) o caratterizzate da geometrie particolari (ad esempio, travi di tetti a falde molto inclinate).

Sarà cura del fornitore garantire in ogni situazione la classe di consistenza prescritta per le diverse

miscele tenendo conto che sono assolutamente proibite le aggiunte di acqua in betoniera al momento del getto dopo l'inizio dello scarico del calcestruzzo dall'autobetoniera.

La classe di consistenza prescritta verrà garantita per un intervallo di tempo di 20-30 minuti dall'arrivo della betoniera in cantiere.

Trascorso questo tempo sarà l'impresa esecutrice responsabile della eventuale minore lavorabilità rispetto a quella prescritta. Il calcestruzzo con la lavorabilità inferiore a quella prescritta potrà essere a discrezione della D.L.:

- respinto (l'onere della fornitura in tal caso spetta all'impresa esecutrice);
- accettato se esistono le condizioni, in relazione alla difficoltà di esecuzione del getto, per poter conseguire un completo riempimento dei casseri ed una completa compattazione.

Il tempo massimo consentito dalla produzione dell'impasto in impianto al momento del getto non dovrà superare i 90 minuti e sarà onere del produttore riportare nel documento di trasporto l'orario effettivo di fine carico della betoniera in impianto. Si potrà operare in deroga a questa prescrizione in casi eccezionali quando i tempi di trasporto del calcestruzzo dalla Centrale di betonaggio al cantiere dovessero risultare superiori ai 75 minuti. In questa evenienza si potrà utilizzare il conglomerato fino a 120 minuti dalla miscelazione dello stesso in impianto purché lo stesso possieda i requisiti di lavorabilità prescritti. Inoltre, in questa evenienza dovrà essere accertato preliminarmente dal produttore e valutato dalla D.L. che le resistenze iniziali del conglomerato cementizio non siano penalizzate a causa di dosaggi elevati di additivi ritardanti impiegati per la riduzione della perdita di lavorabilità.

1.6 Calcestruzzo Previsto

La resistenza cubica R_{ck} di progetto è pari a 250 Kg/cm^2 mentre la resistenza cilindrica è pari a 300 Kg/cm^2 (cls tipo C 25/30).

Poiché il getto complessivo di calcestruzzo è inferiore a 1500 mc si procederà durante il getto a dei controlli di tipo A.

- La classe di consistenza prevista è del tipo semifluida (S3).
- il diametro massimo (D_{max}) dell'aggregato in conformità al copriferro (cf), all'interferro (if) e alla sezione minima (S_{min}) della struttura rispetta le seguenti condizioni:
- $D_{max} \leq 1,30 \cdot cf \leq 3/4 \cdot 3,3 = 2,47 \text{ cm}$
- $D_{max} \leq cf - 5 \text{ mm} = 3,3 - 0,5 = 2,8 \text{ cm}$
- $D_{max} \leq 1/4 \cdot S_{min} = 1/3 \cdot 16 \text{ cm} = 5,33 \text{ cm}$

In conformità alle norme UNI EN 206-1 e UNI 11109 si prevede una classe di esposizione XC2 e XC3.

2. Acciaio

2.1 Acciaio per getti

L'acciaio da cemento armato ordinario comprende:

- barre d'acciaio tipo B450C
- prodotti raddrizzati ottenuti da rotoli con diametri $\leq 16\text{mm}$ per il tipo B450C;
- reti elettrosaldate tipo B450C;
- tralicci elettrosaldati tipo B450C.

Ognuno di questi prodotti deve rispondere alle caratteristiche richieste dalle Norme Tecniche per le Costruzioni, D.M.14/01/2008, che specifica le caratteristiche tecniche che devono essere verificate, i metodi di prova, le condizioni di prova e il sistema per l'attestazione di conformità per gli acciai destinati alle costruzioni in cemento armato che ricadono sotto la Direttiva Prodotti CPD (89/106/CEE).

L'acciaio deve essere qualificato all'origine, deve portare impresso, come prescritto dalle suddette norme, il marchio indelebile che lo renda costantemente riconoscibile e riconducibile inequivocabilmente allo stabilimento di produzione.

2.1.1 Requisiti

Saldabilità e composizione chimica.

La composizione chimica deve essere in accordo con quanto specificato nella tabella seguente:

Tabella 35- Valori massimi di composizione chimica secondo D.M. 14/01/2008

Tipo di analisi	Carbonio [%]	Zolfo [%]	Fosforo [%]	Azoto [%]	Rame [%]	Carbonio equivalente [%]
Analisi su colata	0,22	0,05	0,05	0,012	0,8	0,5
Analisi su prodotto	0,24	0,055	0,055	0,014	0,85	0,52

Proprietà meccaniche.

Le proprietà meccaniche devono essere in accordo con quanto specificato nelle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14/01/2008).

Resistenza a fatica in campo elastico

Le proprietà di resistenza a fatica garantiscono l'integrità dell'acciaio sottoposto a sollecitazioni ripetute nel tempo. La proprietà di resistenza a fatica deve essere determinata secondo UNI EN 15630. Il valore della tensione σ_{\max} sarà 270 N/mm^2 ($0,6 f_{y,\text{nom}}$). L'intervallo delle tensioni, deve essere pari a 150 N/mm^2 per le barre diritte o ottenute da rotolo e 100 N/mm^2 per le reti elettrosaldate. Il campione deve sopportare un numero di cicli pari a 2×10^6 .

Resistenza a carico ciclico in campo plastico.

Le proprietà di resistenza a carico ciclico garantiscono l'integrità dell'acciaio sottoposto a sollecitazioni particolarmente gravose o eventi straordinari (es. urti, sisma etc...). La proprietà di resistenza al carico ciclico deve essere determinata sottoponendo il campione a tre cicli completi di isteresi simmetrica con una frequenza da 1 a 3 Hz e con lunghezza libera entro gli afferraggi e con deformazione massima di trazione e compressione seguente:

Tabella 36-Prova di carico ciclico in relazione al diametro

Diametro nominale [mm]	Lunghezza libera	Deformazione [%]
$d \leq 16$	5 d	± 4
$16 < 25$	10 d	$\pm 2,5$
$25 \leq d$	15 d	$\pm 1,5$

La prova è superata se non avviene la rottura totale o parziale del campione causata da fessurazioni sulla sezione trasversale visibili ad occhio nudo.

Diametri e sezioni equivalenti.

Il valore del diametro nominale deve essere concordato all'atto dell'ordine. Le tolleranze devono essere in accordo con il D.M. 14/01/2008.

Tabella 37-Diametri nominali e tolleranze

Diametro nominale [mm]	Da 6 a $\leq 8 \pm 6$	Da > 8 a ≤ 50
Tolleranza in % sulla sezione	± 6	$\pm 4,5$

Aderenza e geometria superficiale.

I prodotti devono avere una superficie nervata in accordo con il D.M. 14/01/2008. L'indice di aderenza I_r deve essere misurato in accordo a quanto riportato nel paragrafo 1.2.2.10.4 del D.M. 14/01/2008. I prodotti devono aver superato le prove di Beam Test effettuate presso un Laboratorio Ufficiale (Legge 1086).

2.1.2 Controlli sull'acciaio

Controllo della documentazione

In cantiere è ammessa esclusivamente la fornitura e l'impiego di acciai B450C saldabili e ad aderenza migliorata, qualificati secondo le procedure indicate nel D.M. 14/01/2008. Tutte le forniture di acciaio devono essere accompagnate dall'Attestato di Qualificazione rilasciato dal Consiglio Superiore dei LL.PP. - Servizio Tecnico Centrale.

Per i prodotti provenienti dai Centri di trasformazione è necessaria la documentazione che assicuri che le lavorazioni effettuate non hanno alterato le caratteristiche meccaniche e geometriche dei prodotti previste dal D.M. 14/01/2008. Inoltre può essere richiesta la seguente documentazione aggiuntiva:

- certificato di collaudo tipo 3.1 in conformità alla norma UNI EN 10204;
- certificato Sistema Gestione Qualità UNI EN ISO 9001;
- certificato Sistema Gestione Ambientale UNI EN ISO 14001;
- dichiarazione di conformità al controllo radiometrico (può essere inserito nel certificato di collaudo tipo 3.1);
- polizza assicurativa per danni derivanti dal prodotto.

Le forniture effettuate da un commerciante o da un trasformatore intermedio dovranno essere accompagnate da copia dei documenti rilasciati dal produttore e completati con il riferimento al documento di trasporto del commerciante o trasformatore intermedio. In quest'ultimo caso per gli elementi presaldati, presagomati o preassemblati in aggiunta agli "Attestati di Qualificazione" dovranno essere consegnati i certificati delle prove fatte eseguire dal Direttore del Centro di Trasformazione. Tutti i prodotti forniti in cantiere dopo l'intervento di un trasformatore intermedio devono essere dotati di una specifica marcatura che identifichi in modo inequivocabile il centro di trasformazione stesso, in aggiunta alla marcatura del prodotto di origine.

Il Direttore dei Lavori prima della messa in opera è tenuto a verificare quanto sopra indicato; in particolare dovrà provvedere a verificare la rispondenza tra la marcatura riportata sull'acciaio con quella riportata sui certificati consegnati. La mancata marcatura, la non corrispondenza a quanto depositato o la sua illeggibilità, anche parziale, rendono il prodotto non impiegabile e pertanto le forniture dovranno essere rifiutate.

Controllo di accettazione

Il Direttore dei Lavori è obbligato ad eseguire i controlli di accettazione sull'acciaio consegnato in cantiere, in conformità con le indicazioni contenute nel D.M. 14101/2008 al punto 11.3.2.10.4.

Il campionamento ed il controllo di accettazione dovrà essere effettuato entro 30 giorni dalla data di

consegna del materiale. All'interno di ciascuna fornitura consegnata e per ogni diametro delle barre in essa contenuta, si dovrà procedere al campionamento di tre spezzoni di acciaio di lunghezza complessiva pari a 100 cm ciascuno, sempre che il marchio e la documentazione di accompagnamento dimostrino la provenienza del materiale da uno stesso stabilimento. In caso contrario i controlli devono essere estesi agli altri diametri delle forniture presenti in cantiere.

Non saranno accettati fasci di acciaio contenenti barre di differente marcatura. Il prelievo dei campioni in cantiere e la consegna al Laboratorio Ufficiale incaricato dei controlli verrà effettuato dal Direttore dei Lavori o da un tecnico da lui delegato; la consegna delle barre di acciaio campionate, identificate mediante sigle o etichettature indelebili, dovrà essere accompagnata da una richiesta di prove sottoscritta dal Direttore dei Lavori.

La domanda di prove al Laboratorio Ufficiale dovrà essere sottoscritta dal Direttore dei Lavori e dovrà inoltre contenere precise indicazioni sulla tipologia di opera da realizzare (pilastro, trave, muro di sostegno, fondazioni, strutture in elevazione ecc...).

Il controllo del materiale, eseguito in conformità alle prescrizioni del punto 11.2.2.3 di cui al precedente Decreto, riguarderà le proprietà meccaniche di resistenza e di allungamento.

Tabella 38-Valori limite per prove acciaio

Caratteristica	Valore Limite	Note
f_y	425 N/mm ²	(450 - 25) N/mm ²
$f_{y \text{ massimo}}$	572 N/mm ²	[450x(1.25+0.02)] N/mm ²
$A_{gt \text{ minimo}}$	≥:6.0%	Per acciai laminati a caldo
Rottura/snervamento	1.13 < f_t/f_y < 1.37	Per acciai laminati a caldo
Piegamento/raddrizzamento	assenza di cricche	Per tutti

Qualora la determinazione del valore di una quantità fissata in termini di valore caratteristico crei una controversia, il valore dovrà essere verificato prelevando e provando tre provini da prodotti diversi nel lotto consegnato.

Se un risultato è minore del valore caratteristico prescritto, sia il provino che il metodo di prova devono essere esaminati attentamente. Se nel provino è presente un difetto o si ha ragione di credere che si sia verificato un errore durante la prova, il risultato della prova stessa deve essere ignorato. In questo caso occorrerà prelevare un ulteriore (singolo) provino.

Se i tre risultati validi della prova sono maggiori o uguali del prescritto valore caratteristico, il lotto consegnato deve essere considerato conforme.

Se i criteri sopra riportati non sono soddisfatti, dieci ulteriori provini devono essere prelevati da prodotti diversi del lotto in presenza del produttore o suo rappresentante che potrà anche assistere

all'esecuzione delle prove presso un laboratorio di cui all'art.59 del D.P.R. n. 380/2001.

Il lotto deve essere considerato conforme se la media dei risultati sui 10 ulteriori provini è maggiore del valore caratteristico e i singoli valori sono compresi tra il valore minimo e il valore massimo secondo quanto sopra riportato. In caso contrario il lotto deve essere respinto.

Qualora all'interno della fornitura siano contenute anche reti elettrosaldate, il controllo di accettazione dovrà essere esteso anche a questi elementi. In particolare, a partire da tre differenti reti elettrosaldate verranno prelevati 3 campioni di dimensioni 100*100 cm. Il controllo di accettazione riguarderà la prova di trazione su uno spezzone di filo comprendente almeno un nodo saldato, per la determinazione della tensione di rottura, della tensione di snervamento e dell'allungamento; inoltre, dovrà essere effettuata la prova di resistenza al distacco offerta dalla saldatura del nodo.

3. Rinforzo strutturale in PBO

Il sistema adottato costituisce un rinforzo strutturale costituito da una rete unidirezionale in fibre di PBO (poliparafenilenbenzobisoxazolo) e da una matrice inorganica stabilizzata appositamente formulata per l'utilizzo su supporti in calcestruzzo armato.

Questo sistema, denominato FRCM (Fiber Reinforced Cementitious Matrix), non utilizza resine epossidiche ed eguaglia le prestazioni dei tradizionali FRP con fibre di carbonio e legante epossidico.

Il sistema suddetto, grazie all'impiego di una matrice inorganica, offre maggiori prestazioni anche rispetto ad un rinforzo FRP a base di resina epossidica o poliestere:

- incremento della resistenza a flessione semplice, taglio e pressoflessione di pilastri e travi, della duttilità nelle parti terminali di travi e pilastri, della resistenza dei nodi travi-pilastro;
- elevato incremento della duttilità nell'elemento strutturale rinforzato, grande capacità di dissipazione dell'energia ed elevata affidabilità del sistema, anche se sottoposto a sovraccarichi di tipo ciclico (es. sisma);
- elevata resistenza alle alte temperature: dopo l'indurimento della matrice, il sistema non è influenzato dalla temperatura esterna, a differenza degli FRP la cui resina perde le proprietà adesive fra 30 °C e 80 °C in funzione della sua temperatura di transizione vetrosa;
- ottima reazione al fuoco: il sistema assicura una reazione identica a quella del supporto poiché la matrice inorganica mantiene inalterate le sue caratteristiche fino alla temperatura di 550 °C, non è combustibile, ha scarsa emissione di fumo e non rilascia particelle incandescenti;
- elevata durabilità in condizioni di umidità ambientale: la matrice inorganica non ne viene influenzata, mentre la resina epossidica si degrada con prolungate esposizioni a elevati tassi

di umidità ambientale;

- efficacia di posa in opera anche su supporti umidi: l'umidità favorisce l'adesione della matrice idraulica, mentre la stessa condizione riduce l'adesione al supporto delle resine organiche.

Si riportano di seguito le sue proprietà meccaniche:

- Resistenza a trazione: 5,8 GPa
- Modulo elastico: 270 GPa
- Densità di fibra: 1,56 g/cm³
- Allungamento a rottura: 2,15 %
- Peso delle fibre di PBO nella rete: 88 g/m²
- Spessore equivalente di tessuto secco in direzione dell'ordito: 0,056 mm
- Spessore equivalente di tessuto secco in direzione della trama: 0 mm
- Carico di rottura dell'ordito per unità di larghezza: 332 kN/m
- Carico di rottura della trama per unità di larghezza: 0 kN/m
- Peso della rete (supporto + fibre in PBO): 146 g/m²
- Consistenza (UNI EN 13395-1): 175 mm
- Peso specifico malta fresca (EN 1015-6): 1,80 ± 0,05 g/cc
- Acqua d'impasto per 100 kg: 25 - 27 litri
- Resa ≈ 1,400 kg/m³/mm
- Resistenza a compressione (UNI EN 196-1): 40,0 MPa
- Resistenza a flessione (UNI EN 196-1): 4,0 MPa
- Modulo elastico secante (UNI EN 13412): 12.500 MPa

Classificazione di reazione al fuoco (UNI EN 13501-1)

- A2 - nessun contributo all'incendio
- s1 - scarsa emissione di fumo
- d0 - assenza di gocce/particelle ardenti