

REGIONE PIEMONTE
COMUNE DI ASTI

PROGETTO ESECUTIVO

Progettazione Esecutiva relativa a lavori di adeguamento sismico, riqualificazione energetica,
abbattimento delle barriere architettoniche e messa in sicurezza edificio della *Scuola Primaria - Rio Crosio*
sita in Corso XXV Aprile n° 151
nel Comune di Asti (14100 - AT)

CUP G31F19000170001

PNRR - Missione 4 - Componente 1 - Investimento 3.3
Finanziato dall'Unione Europea - NextGenerationEU



RELAZIONE TECNICA

RELAZIONE TECNICA STRUTTURALE

DATA:	MAGGIO 2023	PROGETTO ESECUTIVO
REVISIONE:	N.1 GIUGNO 2023	

CAPOGRUPPO RTP - PROGETTISTA:

Arch. Alberto Vaccario
Piazza Dante n. 1,
15020 - Solonghello (AL)
Tel.: 339 1261982
E-Mail P.E.C.:
albertovaccario@pec.albertovaccario.com

TIMBRO E FIRMA

COMMITTENTE:

Comune di Asti
Piazza San Secondo, 1
14100 Asti (AT)
Tel: (+39) 0141.399111
P.IVA 00072360050
P.E.C. : protocollo.comuneasti@pec.it

AT-RC_EDS_ES_DOC05.1

TIMBRO E FIRMA

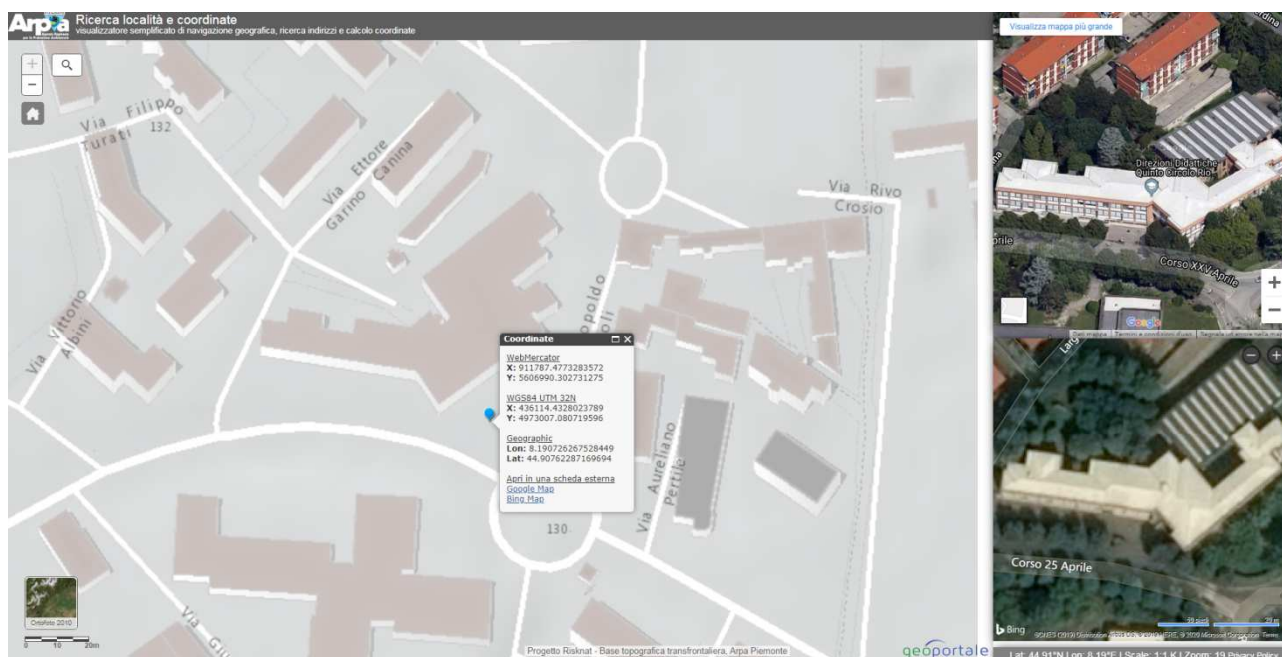
PREMESSA

I calcoli e le verifiche sono stati eseguiti in conformità alle vigenti Norme Tecniche emanate dal Ministero dei Lavori Pubblici secondo quanto disposto dalle seguenti normative, tenendo presenti le caratteristiche, le qualità e le dosature dei materiali da impiegarsi nelle opere da costruire e in quelle esistenti.

Le presenti specifiche hanno lo scopo di definire i requisiti fondamentali per la realizzazione della riqualificazione, risanamento conservativo e ampliamento del complesso scolastico in esame. Nel dettaglio si andrà a realizzare un adeguamento sismico sulle strutture esistenti e si realizzerà un ampliamento indipendente.

GENERALITÀ

Il complesso scolastico oggetto dei lavori di "Riqualificazione, risanamento conservativo e ampliamento" è costituito 3 lotti collegati tra loro che compongono la scuola primaria – Rio Crosio collocata all'interno del comune di Asti in corso XXV Aprile n. 151. Il sito è identificato dalle coordinate geografiche (ricavate tramite il GeoPortale presente sul sito dell'ARPA Piemonte) Latitudine 44°90'76" N e Longitudine 8°19'07" E, poste ad una quota altimetrica pari a 123 m s.l.m.

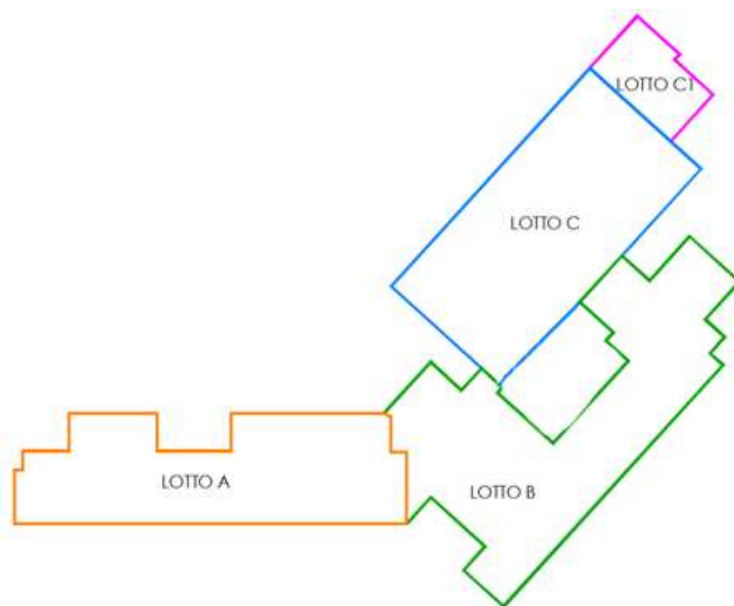


- Localizzazione del sito interessato dall'opera oggetto di intervento -

Il fabbricato attualmente è composto da quattro unità strutturali distinte (LOTTO A, LOTTO B, LOTTO C E LOTTO C1). Per analizzare correttamente la prestazione dell'opera e valutare correttamente gli interventi necessari per garantire l'adeguamento sismico si è tenuto conto della loro modalità costruttiva e della loro differente epoca di realizzazione: i lotti A, B e C sono stati realizzati durante l'inizio degli anni '70 mentre il lotto C1 è stato realizzato successivamente

durante la fine degli anni '80.

Si rimanda ai capitoli successivi per una più accurata descrizione delle opere esistenti e in progetto.



- Schema planimetrico complesso scolastico IN PROGETTO -

NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- D.M. 17/01/2018: Nuove Norme tecniche per le costruzioni;
- Circolare n. 7 del 01/2019: Aggiornamento delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018;
- D.G.R. n. 6-887 del 30/12/2019: Approvazione dell'aggiornamento della classificazione sismica del territorio della Regione Piemonte, di cui alla D.G.R. del 21 maggio 2014, n. 65-7656;
- EUROCODICE 1 - Basi di calcolo ed azioni sulle strutture
- EUROCODICE 2 - Progettazione delle strutture in Calcestruzzo
- EUROCODICE 3 - Progettazione delle strutture in Acciaio
- EUROCODICE 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica

ANALISI STORICO CRITICA COMPLESSO SCOLASTICO

Ai fini di una corretta individuazione del sistema strutturale esistente e del suo stato di sollecitazione è fondamentale ricostruire il processo di realizzazione e le eventuali modifiche subite nel tempo dall'opera in oggetto.

Attraverso una ricerca archivistica si è raccolta una documentazione sufficientemente completa sulla storia edificatoria della costruzione che ha permesso di interpretare le diverse fasi edilizie. Il fabbricato è stato realizzato in quattro lotti distinti collegati tra loro. I lotti A, B e C sono stati realizzati durante lo stesso anno, come indicato secondo gli "Atti registrati – costruzione edificio scolastico in Ro Crosio" datati 20/09/1972 mentre la fine lavori del lotto C1 è datata 10/09/1989 secondo quanto indicato nella documentazione storica in possesso.

Dalla ricerca d'archivio si è potuto constatare che le strutture, nel loro complesso, non hanno subito nessun tipo di variazione significativa nel tempo se non la poca manutenzione ordinaria ricevuta e l'eliminazione dell'amianto in copertura.

Provincia di _____ Ufficio di _____

OPERE _____
(Legge 28. LUGLIO 1967, n. 664)

PROGETTO dei lavori occorrenti per _____
la costruzione di un edificio scolastico elementare in
Asti Regione "RIO CROSIO"

CAPITOLATO SPECIALE D'APPALTO

ASTI, il 24 MAG 1970

Redatto dal: Dott. Ing. Alessandro Sodano
Via Massimo d'Azeglio, 10 - Asti

Visto: L'INGEGNERE CAPO

DOTT. ARCH. GIOVANNI BO

Asti, il 15 MAGGIO 1972

Spett. Ditta (Vedere elenco di n. 48
ditta retroindicata)

COMUNE DI ASTI
Ripart. P. - Div. 2^a

N. 11565 prot.
RACCOMANDATA

Via Fagnola, 20 00196 P.O.M.

Ai Civici Uffici LL. PP. ed Economici
All'Ufficio del Genio Civile - ASTI

OGGETTO: Appalti lavori di Costruzione edificio per scuole elementari in Asti
Località "Rio Crosio" - Legge 28.7.1967, n. 641 - 2° esperimento
con offerte in aumento.

Importo a base d'asta L. 230.772.013/4 Coazione L. 8.000.000/4

In esecuzione di apposita delibera consiliare si invita codesta Ditta a partecipare alla licitazione privata che si terrà presso il Civico Palazzo, avanti al sottoscritto o chi per esso, alle ore 12 del giorno 31 maggio 1972 per l'esecuzione dei lavori di cui all'oggetto, dell'importo a base d'asta pure in oggetto indicato.

Codesta Ditta è invitata a far pervenire l'eventuale offerta, esclusivamente per posta, in plico raccomandato e sigillato, a questo Comune, non più tardi del giorno precedente a quello suddetto e cioè entro le ore 18 del giorno precedente la gara.


Sotto pena di esclusione la partecipazione alla gara dovrà avvenire con la presentazione dei seguenti documenti:

- l'offerta, su carta da bollo da L. 500, che dovrà contenere l'indicazione del ribasso percentuale, così in cifre come in lettere, debitamente sottoscritta con firma leggibile e che dovrà essere chiusa in apposita busta sigillata;
- una dichiarazione in carta da bollo da L. 500, con la quale codesta Ditta attesti di essersi recata sul posto dove debbono eseguirsi i lavori, di aver preso conoscenza delle condizioni locali, ed eventualmente delle cave e dei campioni, nonché di tutte le circostanze generali e particolari che possono aver influito sulla determinazione dei prezzi e delle condizioni contrattuali che possono influire sulla esecuzione dell'opera e di aver giudicato i prezzi medesimi nel loro complesso remunerativi e tali da consentire il ribasso che sarà per fare;
- la quietanza comprovante l'effettivo versamento presso il Civico Ufficio Economato della cauzione provvisoria indicata in oggetto, valore effettivo a norma dell'art. 2 del capitolato generale a stampa per gli appalti delle opere dipendenti dal Ministero LL. PP. approvato con D.P.R. 16-7-1962, n. 1083; il predetto deposito potrà effettuarsi presso una Azienda di Credito abilitata ai sensi del D.P.R. 22-5-1956, n. 635, purché sia dichiarato dall'Azienda stessa l'assunzione dell'obbligo di versamento del deposito in Economato per il caso previsto dal comma 3° dell'art. 2 del Capitolato Generale;
- per le imprese individuali, certificato del Cancellario Giudiziale di data non anteriore a tre mesi da quella fissata per la gara. Se il Direttore Tecnico dell'Impresa è persona diversa dal Titolare di essa, il certificato dovrà riferirsi ad entrambi;
- per le Società Commerciali e per le Cooperative: certificato del Cancellario Giudiziale per il Direttore Tecnico e per tutti i componenti se trattasi di Società in nome collettivo; per il Direttore Tecnico e per tutti gli Accomandatari se trattasi di Società in Accomandita semplice; del Direttore Tecnico e degli Amministratori muniti di potere di rappresentanza per gli altri tipi di Società;
- per le Società Commerciali e per le Cooperative: certificato della Cancellaria del Tribunale competente in data non anteriore a tre mesi da quella fissata per la gara, dal quale risulti che la Società non si trova in stato di liquidazione, fallimento e non ha presentato domanda di concordato. Lo stesso certificato completato dal nominativo del Direttore Tecnico e degli Accomandatari se trattasi di Società in Accomandita semplice; del Direttore Tecnico e degli Amministratori muniti di potere di rappresentanza per tutti gli altri tipi di Società. Dal certificato deve anche risultare se procedure di fallimento o di concordato si siano verificate nel quinquennio anteriore alla data stabilita per la gara;
- certificato di iscrizione all'Albo Nazionale dei Costruttori per la categoria II^a - oggetto dell'appalto e per un importo non inferiore a quello posto a base d'asta.

Sull'involucro del plico esterno - il cui recapito rimane ad esclusivo rischio della Ditta mittente -

- Capitolato speciale d'appalto e Appalto Lavori relativi ai Lotti A, B e C -

Mod. n. 9 (G.C. - Stato Lavori)

CITTA' DI ASTI  **UFFICIO LL. PP.**

LAVORI DI COSTRUZIONE SPOGLIATOI CON ANNESSI SERVIZI IN USO ALLA PALESTRA
DELLA SCUOLA ELEMENTARE RIO CROSTO

IMPRESA SCASSA GEOM. MARIO - VIA BALBO 45 - ASTI

STATO (*) FINALE del lavori eseguiti a tutto il 10 LUGLIO 1989

~~DELEGATO~~ CONTRATTO N. 746 in data 9 Novembre 89 approvato e reso esecutivo
CO.RE.CO. Sezione di in data
Comitato Regionale di Controllo - Sezione di Asti
N. registrato all'Ufficio del Registro di
in data al N. Vol. Mod.

Importo del progetto	L	89.351.691	
Importo del contratto, corretto del 100% aumento in ragione del 5,19 %	L	93.989.044	
D.G.M. N. 1159 del 11/5/89	L	14.698.420	
Importo netto contratto aggiuntivo	L	108.687.464	
Fondo a disposizione dell'amministrazione	L		
dal quale impegnato			
per espropriazioni	L		Data della consegna 12-12-88
per maggiori lavori	L		Data inizio lavori 12-12-88
per impianti	L		Scadenza del tempo utile per l'ulti- mazione dei lavori 9-6-89
per lev. in economia	L		I lavori rimasero sospesi e prorogati per 31
per I.V.A. %	L		Per cui la nuova scadenza del tempo utile è 10-7-89
Totale somma impegnata	L		Giorni impiegati in più
			Giorni impiegati in meno

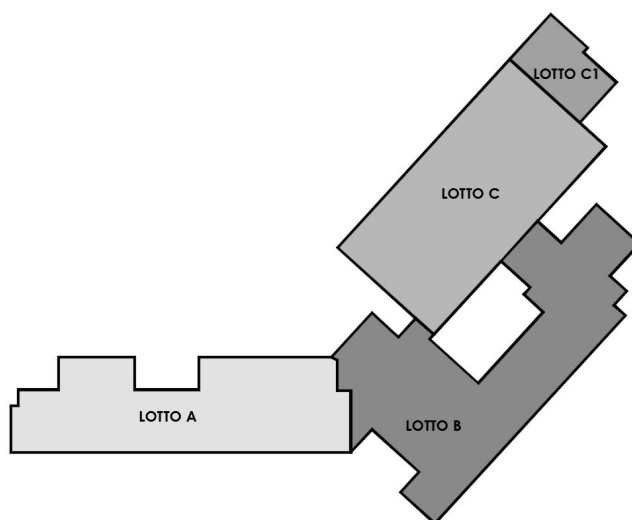
(a) D'incarico e finale

- Fine Lavori Lotto C1 (spogliatoi) datato 10/09/1989 -

DESCRIZIONE DELLE UNITA' STRUTTURALI ESISTENTI

Come già descritto nel capitolo precedente, attualmente il complesso scolastico si presenta suddiviso in quattro unità strutturali distinte e collegate fra loro.

Furono realizzati inizialmente il LOTTO A, il LOTTO B ed il LOTTO C e successivamente adiacente alla palestra (lotto C) venne costruito il LOTTO C1 con la funzione di spogliatoi esterni.



- Schema planimetrico complesso scolastico STATO ATTUALE -

Nel dettaglio si avrà:

- **LOTTO A:** realizzato durante l'inizio degli anni '70, il fabbricato presenta una pianta a forma rettangolare, con dimensioni pari a circa 48,35x13,70 m e un'altezza massima complessiva dal piano campagna di circa 10,70 m.

In riferimento alla documentazione fornita dalla Committenza è stato possibile desumere che la struttura è costituita da telai di pilastri e travi in spessore in c.a. gettati in opera di dimensioni variabili, collegati tra loro mediante solette in laterocemento con travetti prefabbricati, considerati infinitamente rigide, dello spessore pari a 24 cm (20+4). Le fondazioni sono superficiali, realizzate da travi rovesce lungo i tratti perimetrali dello spessore di circa 60 cm dalle quali nascono delle pareti contro terra in c.a. dello spessore pari a 35 cm, e plinti isolati nella parte centrale con spessore di circa 100 cm.

Il tutto si sviluppa su due piani fuori terra più un sottotetto non accessibile. È presente un piano interrato con altezza minima pari a 3,00 m, per lo più adibito a mensa scolastica.

Su tutto il perimetro del fabbricato è presente un piccolo cornicione in soletta piana dello spessore pari allo spessore del solaio del sottotetto (24 cm) e un parapetto in c.a. di spessore pari a circa 10 cm.

La copertura a falde si presenta con una struttura leggera in acciaio e presenta un manto di copertura in lamiera coibentata.



- Prospetto principale su Corso XXV Aprile – LOTTO A -



- Prospetto secondario su retro – LOTTO A -



- Corridoio Interno – LOTTO A -

LOTTO B: realizzato durante l'inizio degli anni '70, l'edificio si presenta anch'esso con una pianta a forma irregolare, con forma a C, con dimensioni massime pari a circa 51,55x21,70 m e un'altezza massima complessiva dal piano campagna di circa 11,20 m.

In riferimento alla documentazione fornita dalla Committenza è stato possibile desumere che la struttura è costituita da telai di pilastri e travi in spessore in c.a. gettati in opera di dimensioni variabili, collegati tra loro mediante solette in laterocemento non infinitamente rigide dello spessore pari a 24 cm (20+4) e 50 cm per il solo solaio dell'atrio. Le fondazioni sono superficiali, realizzate da travi rovesce lungo i tratti perimetrali dello spessore di circa 60 cm dalle quali nascono delle pareti contro terra in c.a. dello spessore pari a 35 cm, e plinti isolati nella parte centrale con spessore di circa 100 cm.

Il tutto si sviluppa su due piani fuori terra più un sottotetto non accessibile. È presente un piano interrato con altezza minima pari a 3,00 m, attualmente in disuso.

Su tutto il perimetro del fabbricato è presente un piccolo cornicione in soletta piana dello spessore pari allo spessore del solaio del sottotetto (24 cm) e un parapetto in c.a. di spessore pari a circa 10 cm.

La copertura a falde si presenta con una struttura leggera in acciaio e presenta un manto di copertura in lamiera coibentata.



- Prospetto principale su corso XXV Aprile, ingresso – LOTTO B -



- Prospetto secondario su retro – LOTTO B -



- Atrio ingresso principale complesso scolastico – LOTTO A -

- **LOTTO C:** realizzato durante l'inizio degli anni '70, il fabbricato presenta sempre una pianta a forma rettangolare, con dimensioni pari a circa 36,50x18,55 m e un'altezza massima complessiva dal piano campagna di circa 8 m. .
Questa porzione di edificio viene adibita a palestra ed è accessibile direttamente dal Lotto B oppure tramite gli spogliatoi presenti nel Lotto C1.
Facendo riferimento ai documenti in nostro possesso, è stato possibile desumere che la struttura principale è costituita da telai in c.a. gettati in opera posti sul perimetro del fabbricato,

costituiti da pilastri di dimensione 35x35 cm e due orditure di travi di collegamento, un'intermedia di dimensione pari a 35x35 cm e una superiore di dimensioni pari a 35x40 cm. Essi sono collegati tra loro mediante fondazioni superficiali composte da un reticolo di travi a "T" rovescio di dimensioni pari a dim. 145/45x110/60 cm.

In corrispondenza dell'orditura intermedia di travi, verso il Lotto B, è presente un piccolo soppalco intermedio, realizzato con una struttura a telaio in c.a. gettato in opera, composto da pilastri di dimensione 25x40 cm e solaio in laterocemento di spessore 24 cm (20+4), costituito da travetti prefabbricati. Presenta fondazioni a plinti isolati di dimensioni variabili e spessore pari a 40 cm.

Il tutto si sviluppa su un solo piano fuori terra e presenta una copertura realizzata con elementi strutturali precompressi chiamati travi gamma RDB, semplicemente appoggiate sulla travatura superiore, con un ingombro massimo pari a 250x100 cm.

Le tamponature esterne sono realizzate in muratura, con blocchi di laterizio di spessore pari a circa 35 cm, opportunamente intonacati sulle due facce.



- Particolari collegamento palestra con il Lotto B – LOTTO C -



- Vista interna palestra – LOTTO C -



- Vista particolare tegolo di copertura in c.a.p. – LOTTO C -

- **LOTTO C1**: realizzato durante la fine degli anni 80, il fabbricato presenta sempre una pianta a forma rettangolare, con dimensioni pari a circa 13,50x8,72 m e un'altezza massima complessiva dal piano campagna di circa 3.30 m .

Questa porzione di edificio viene adibita a spogliatoi per la palestra (Lotto C) ed è accessibile dall'esterno e direttamente dal Lotto C, sempre facendo riferimento ai documenti in nostro possesso, è stato possibile desumere che la struttura è costituita da telai di pilastri e travi in c.a. gettati in opera di dimensioni variabili. Le fondazioni sono superficiali realizzate da un reticolo di travi rovesce dello spessore di circa 90 cm.

Il tutto si sviluppa su un piano fuori terra. La copertura è realizzata con una soletta piana in laterocemento di spessore pari a 24 cm (20+4) semplicemente inguainata all'estradosso per evitare infiltrazioni indesiderate.



- Prospetto principale – LOTTO C1 -



- Prospetto laterale – LOTTO C1 -

Ai fini della modellazione, considerando il fatto che come già descritto in precedenza, si tratta sostanzialmente di quattro unità strutturali distinte, si è deciso di considerare i fabbricati completamente indipendenti l'uno dagli altri.

Pertanto, durante i lavori necessari per garantire l'adeguamento sismico del complesso scolastico, si andrà a realizzare un adeguato giunto antimartellamento calcolato secondo quanto prescritto nel Par. 7.2.1 dalle NTC, come riportato nelle relazioni in allegato.

Si rimanda agli elaborati grafici della struttura per una chiara rappresentazione di quanto appena esposto.

DEFINIZIONE PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

La vita nominale di un'opera strutturale è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata. Nel nostro caso possiamo classificare il complesso scolastico in progetto come un'opera ordinaria di normale importanza, per cui utilizzando la Tab. 2.4.I. delle NTC è possibile ricavare una vita nominale pari a $V_N \geq 50$ anni.

A causa della destinazione d'uso principale del fabbricato, in cui si prevedono affollamenti significativi e la presenza contemporanea di comunità di dimensioni significative, riporta la struttura ad assumere una **Classe d'Uso III**, secondo quanto indicato nel Par. 2.4.2 delle NTC.

I valori del coefficiente d'uso C_U , ricavati al variare della Classe d'Uso, saranno definiti secondo la Tab. 2.4.II. delle NTC, ovvero per una classe d'Uso III avremo un coefficiente d'Uso pari a **$C_U=1.5$** .

Quindi le azioni sismiche su ciascuna costruzione sono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava moltiplicando la vita nominale per il rispettivo coefficiente d'uso:

$$\text{Classe d'Uso III} \rightarrow V_R = V_N \cdot C_U \rightarrow V_R \geq 75 \text{ anni}$$

La probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{V_R} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono indicati nella seguente tabella:

Tab. 3.2.I – Probabilità di superamento P_{V_R} in funzione dello stato limite considerato

Stati Limite	P_{V_R} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R	
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Per ciascuno stato limite e relativa probabilità di eccedenza P_{V_R} nel periodo di riferimento V_R si ricava il periodo di ritorno T_R del sisma utilizzando la seguente relazione:

$$T_R = -V_R / L_n(1-P_{V_R}) = -C_U V_N / L_n(1-P_{V_R}) \rightarrow T_R = 711 \text{ anni}$$

DEFINIZIONE APPROCCIO UTILIZZATO

Le verifiche agli stati limite devono essere eseguite per tutte le più gravose condizioni di carico che possono agire sulla struttura, valutando gli effetti delle combinazioni definite al par. 2.5.3. delle NTC. Nelle verifiche agli stati limite ultimi si distinguono:

- Stato Limite di Equilibrio come corpo rigido **EQU**
- Stato Limite di Resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione **STR**
- Stato Limite di Resistenza del terreno **GEO**

La tab. 2.6.I delle NTC riporta i valori dei coefficienti parziali da assumersi per la definizione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite considerati.

Per le verifiche nei confronti dello stato limite ultimo di equilibrio come corpo rigido (EQU) si utilizzeranno i coefficienti γ_f riportati nella colonna EQU della tabella. Per la progettazione di elementi strutturali che non coinvolgono azioni di tipo geotecnico, le verifiche nei confronti degli stati limite strutturali (STR) si eseguono adottando i coefficienti γ_f riportati nella colonna A1 della tabella. Per la progettazione di componenti strutturali che coinvolgono azioni di tipo geotecnico, le verifiche nei confronti degli stati limite strutturali (STR) e geotecnici (GEO) si eseguono adottando due possibili approcci progettuali, fra loro alternativi:

- Approccio 1 → Le verifiche si conducono con due diverse combinazioni:
 - Approccio 1 - Combinazione 1
 - Approccio 1 - Combinazione 2

In tutti i casi, sia nei confronti del dimensionamento strutturale, sia per quello geotecnico, si deve utilizzare la combinazione più gravosa fra le due.

- Approccio 2 → Le verifiche si conducono con un'unica combinazione;

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		γ_f			
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Nel nostro caso, sia per le verifiche delle strutture esistenti che per quelle nuove, si è deciso di utilizzare l'**APPROCCIO 2**.

AZIONI SULLE COSTRUZIONI IN PROGETTO e COMBINAZIONE UTILIZZATE

In accordo con le sopracitate normative, sono state considerate nei calcoli le seguenti azioni verticali e orizzontali:

- **G_{k1}**: pesi propri strutturali dovuti alle caratteristiche dei singoli elementi e dalle loro dimensioni;
- **G_{k2}**: carichi permanenti non strutturali portati dalla struttura, non rimovibili durante il normale esercizio della costruzione. Essi sono stati valutati sulla base delle dimensioni effettive delle opere e dei pesi dell'unità di volume dei materiali costituenti;
- **q_k**: carichi variabili d'esercizio riferiti a condizioni di uso corrente e legati alla destinazione d'uso dell'opera. Tali valori sono forniti dalle NTC del 2018 nella Tab. 3.1.II.
- **q_s**: carico della neve sulle coperture ricavato in funzione delle condizioni locali di clima e di esposizione, considerando la variabilità delle precipitazioni nevose da zona a zona, come previsto nel Cap. 3.4 delle NTC del 2018 mediante l'espressione:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_T$$

dove:

- μ_i è il coefficiente di forma della copertura assunto pari a 0,8 [Par. 3.4.3 delle NTC]
- q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [Par. 3.4.2 delle NTC]
- c_E è il coefficiente d'esposizione, assunto pari a 1 [Par. 3.4.4 delle NTC]
- c_t è il coefficiente termico, assunto pari a 1 [Par. 3.4.5 delle NTC]

Per quanto riguarda la determinazione di q_{sk} , il Comune di Asti (AT) si trova all'interno della Zona I - Mediterranea, ad un'altitudine $a_s = 123$ m s.l.m.:

$$q_{sk} = 150 \frac{daN}{m^2} \Rightarrow q_s = (q_{sk} \cdot \mu \cdot c_E) = 120 \frac{daN}{m^2}$$

- **Sisma**: le azioni sismiche agenti sulla struttura considerati nella presente analisi sono ricavate tramite un'accurata analisi modale, in regime dinamico lineare, in funzione della pericolosità sismica di base del sito di costruzione come previsto dal Paragrafo 7.3.3.1 delle NTC 2018.

Tale analisi consiste nel:

- Individuare i modi di vibrare della costruzione tramite un'analisi modale;
- Calcolare l'effetto dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati;
- Combinazione degli effetti relativi ai singoli modi di vibrare utilizzando una combinazione quadratica completa degli effetti relativi a ciascun modo (CQC):

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

in cui:

E: valore combinato dell'effetto;

E_j : valore dell'effetto relativo al modo j ;

ρ_{ij} coefficiente di correlazione tra il modo i ed il modo j , secondo la relazione:

$$\rho_{ij} = \frac{8\sqrt{\xi_i \xi_j} (\xi_i + \beta_{ij} \xi_j) \beta_{ij}^{3/2}}{(1 - \beta_{ij}^2)^2 + 4\xi_i \xi_j \beta_{ij} (1 + \beta_{ij}^2) + 4(\xi_i^2 + \xi_j^2) \beta_{ij}^2}$$

Con:

ξ_i e ξ_j smorzamenti viscosi convenzionali (modi i e modo j);

β_{ij} rapporto tra l'inverso dei periodi di ciascuna coppia i - j di modi.

Per l'analisi modale dovranno essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa ovvero sarà opportuno considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e un numero di modi in cui massa partecipante totale sia superiore allo 85 %.

Inoltre, si considerano gli effetti torsionali legati alle forze statiche equivalenti applicate ai vari piani rigidi della struttura, calcolate con la formula seguente:

$$F_i = F_h \cdot z_i \cdot \frac{W_i}{\sum_j z_j \cdot W_j}$$

dove:

- $F_h = S_d(T_1) \cdot W \cdot \lambda / g$
- F_i è la forza da applicare alla massa i -esima;
- W_i e W_j sono i pesi, rispettivamente, della massa i e della massa j ;
- z_i e z_j sono le quote, rispetto al piano di fondazione delle masse i e j ;
- $S_d(T_1)$ è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto definito al Par. 3.2.3.5;
- W è il peso complessivo della costruzione;
- λ è un coefficiente pari a 0,85 se $T_1 < 2T_c$ e la costruzione ha almeno tre orizzontamenti, uguale a 1 in tutti gli altri casi;
- g è l'accelerazione di gravità;

Ai fini delle verifiche degli stati limite, secondo quanto prescritto nel par. 2.5.3. delle NTC, si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):
 $\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$ [2.5.1]
- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:
 $G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$ [2.5.2]
- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:
 $G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$ [2.5.3]
- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:
 $G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$ [2.5.4]
- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E :
 $E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$ [2.5.5]
- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A :
 $G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$ [2.5.6]

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \Psi_{2j} Q_{kj} \quad [2.5.7]$$

Si rimanda alle Relazioni di Calcolo delle rispettive unità strutturali per la definizione precisa dei carichi agenti sulle strutture in progetto o oggetto di adeguamento sismico.

CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE e MODELLAZIONE

I calcoli sono eseguiti con i criteri della Scienza delle Costruzioni, con il metodo semiprobabilistico degli stati limite. Si farà riferimento ai valori e coefficienti relativi agli stati limite ultimi e di esercizio relativamente alla condizioni e combinazioni di carico applicate nel rispetto del metodo di verifica previsto dalle norme vigenti. La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi (SLU) di resistenza si ottiene controllando la relazione:

$$R_d \geq E_d$$

dove R_d è la resistenza di progetto ed E_d il valore di progetto dell'effetto delle azioni.

Le resistenze di calcolo dei materiali utilizzati (indicate con f_d) sono ottenute mediante l'espressione:

$$f_{d,i} = f_{k,i} / \gamma_{M,i}$$

dove $f_{d,i}$ sono le resistenze caratteristiche del materiale i -esimo e $\gamma_{M,i}$ sono i coefficienti parziali per le resistenze, comprensivi delle incertezze del modello e della geometria, che possono variare in funzione del materiale, della situazione di progetto e della particolare verifica in esame.

Il valore di progetto dell'effetto dell'azione j -esima $F_{d,j}$ è valutato in base al valore di progetto dell'azione $F_{k,j}$ amplificato con un coefficiente parziale di sicurezza $\gamma_{F,j}$ che tiene conto della variabilità delle rispettive grandezze:

$$F_{d,j} = F_{k,j} \cdot \gamma_{F,j}$$

Nel calcolo delle capacità resistenti si farà riferimento alle indicazioni fornite dalla normativa vigente sia per quanto riguarda le caratteristiche dei materiali che per le ipotesi di calcolo.

Per le strutture portanti esistenti si è considerato un comportamento "*NON DISSIPATIVO*" della struttura in modo che tutte le membrature e i relativi collegamenti rimangano sempre in campo elastico. Pertanto non si dovrà rispettare l'osservanza delle percentuali minime e massime di armatura e il rispetto dei dettagli costruttivi nelle zone critiche e nella connessione tra questi e le restanti parti della struttura, nonché dei diversi elementi strutturali tra loro, come previsto dal Cap. 7 delle NTC.

Per quanto riguarda la verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite di esercizio (SLE), essa si esprime controllando aspetti di funzionalità e stato tensionale.

Pertanto, sotto l'effetto delle azioni definite nel Cap. 3.2 delle NTC, deve essere garantito il rispetto degli Stati Limite Ultimi e di Esercizio, individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel

suo complesso che include, oltre agli elementi strutturali in elevazione e di fondazione, gli elementi non strutturali e gli impianti.

La verifica nei confronti dei vari stati limite si effettua confrontando capacità e domanda; in mancanza di specifiche indicazioni in merito, la verifica si considera svolta positivamente quando sono soddisfatti i requisiti di rigidezza, resistenza e duttilità, per gli elementi strutturali, e di stabilità e funzionalità, per gli elementi non strutturali e gli impianti, secondo quanto indicato al Cap. 7.3.6 delle NTC.

Le costruzioni devono avere, quanto più possibile, struttura iperstatica caratterizzata da regolarità in pianta e in altezza. Per questo motivo, si è deciso di suddividere le quattro unità strutturali esistenti mediante opportuni giunti sismici, per renderle tra loro dinamicamente indipendenti.

Per le strutture esistenti, la variabilità spaziale del moto e gli spostamenti relativi del terreno sul piano di fondazione, par. 3.2.4 delle NTC, possono essere trascurati poiché le fondazioni esistenti presentano un adeguato reticolo di travi di fondazione poste sul perimetro che garantiscono un buon comportamento scatolare, inoltre si è deciso di realizzare un opportuno collegamento tra gli elementi di fondazioni isolati (plinti) e le travi di fondazioni perimetrali secondo quanto indicato nel cap. 7.2.5 delle NTC del 2018, in modo da formare un adeguato reticolo di travi di fondazione.

Tutte le strutture oggetto di verifica, presentano un sistema strutturale che garantisce rigidezza, resistenza e duttilità nei confronti delle due componenti orizzontali delle azioni sismiche, tra loro ortogonali.

Per i lotti esistenti l'intervento in oggetto rientra nella classificazione di **INTERVENTO DI ADEGUAMENTO** in quanto, come riportato nel Cap. 8.4.3 delle NTC del 2018 e nella relativa circolare esplicativa, andremo a realizzare interventi atti ad aumentare la sicurezza strutturale preesistente, conseguendo i livelli di sicurezza fissati nelle normative vigenti per le nuove strutture. Nelle verifiche rispetto alle azioni sismiche il livello di sicurezza della costruzione è quantificato attraverso il rapporto ζ_E tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione.

Generalmente, per gli interventi di adeguamento sismico è richiesto il raggiungimento del valore unitario di tale parametro, ma nel nostro caso, non apportando rilevanti modifiche al sistema strutturale esistente e non modificando gli elementi portanti verticali presenti, tale rapporto ζ_E potrà essere assunto pari a:

$$\zeta_E \geq 0.8$$

Per i lotti esistenti, l'adeguamento sismico in progetto è ottenuto rinforzando, mediante incamiciature in c.a. per aumentare la sezione resistente, alcuni pilastri esistenti ritenuti significativi della porzione di fabbricato in esame.

Senza modificare lo schema strutturale esistente, nel complesso, i pilastri rinforzati vengono considerati come "Elementi Strutturali Primari" in grado di sopportare l'intera capacità antisismica richiesta dal sistema, mentre i restanti elementi verticali, non oggetto di rinforzo, vengono

considerati "Elementi Strutturali Secondari".

Secondo quanto prescritto nel par. 7.2.3. delle NTC, tali elementi devono essere verificati per resistere ai soli carichi verticali e per seguire gli spostamenti della struttura senza perdere la loro capacità portante, quando soggetti a spostamenti causati dalla più sfavorevole delle condizioni sismiche di progetto allo SLC.

In nessun caso la scelta degli elementi da considerare secondari può determinare il passaggio da struttura "irregolare" a struttura "regolare", e viceversa, come definite al par. 7.2.1 delle NTC. Inoltre, la schematizzazione adottata deve garantire che il contributo totale alla rigidezza sotto azioni orizzontali degli elementi secondari non superi il 15% dell'analogo contributo degli elementi primari, mentre il contributo alla resistenza sotto azioni orizzontali è interamente affidato agli elementi primari.

Si rimanda alle varie relazioni di calcolo per una chiara spiegazione di quanto esposto e per le relative verifiche. Nel dettaglio, in seguito ai rinforzi strutturali in progetto, si raggiungeranno i seguenti valori di sicurezza:

<u>UNITÀ STRUTTURALI</u>	<u>STATO ATTUALE</u>	<u>STATO IN PROGETTO</u>
- ESISTENTI -	$\zeta_{E, ante}$	$\zeta_{E, post}$
LOTTO A	0.25	0.81
LOTTO B	0.1	0.83
LOCCO C	0.32	≥ 1
LOTTO C1	1	≥ 1

- Tabella riassuntiva valutazione di sicurezza -

Infine, tutte le fondazioni sono di tipo superficiale e verranno verificate assumendo un comportamento non dissipativo in modo da rimanere in campo elastico e garantire un comportamento duttile sulla struttura.

DISTANZA TRA COSTRUZIONI CONTIGUE

La distanza tra costruzioni contigue deve essere tale da evitare fenomeni di martellamento e comunque non può essere inferiore alla somma degli spostamenti massimi determinati per lo SLV, calcolati per ciascuna costruzione secondo l'analisi utilizzata.

La distanza tra due punti di costruzioni che si fronteggiano non potrà in ogni caso essere inferiore a 1/100 della quota dei punti considerati, misurata dallo spiccato della fondazione o dalla sommità della struttura scatolare rigida di cui al par. 7.2.1 delle NTC, moltiplicata per $2\alpha_g S/g \leq 1$.

Per tutte le strutture esistenti oggetto di adeguamento sismico, come già descritto in precedenza, si è deciso di creare un giunto strutturale in modo da realizzare tre distinte unità dinamicamente indipendenti fra loro.

Pertanto, considerando lo SLU_{SLV} , lo spostamento massimo lungo le due direzioni principali X e Y riferito alle quote massime delle singole unità strutturali nuove ed esistenti sarà pari a:

LOTTO A $\rightarrow H_A = 910 \text{ cm} \rightarrow \delta_x = 1.27 \text{ cm}; \delta_y = 2.36 \text{ cm}$

LOTTO B $\rightarrow H_B = 910 \text{ cm} \rightarrow \delta_x = 1.19 \text{ cm}; \delta_y = 1.69 \text{ cm}$

LOTTO C $\rightarrow H_C = 700 \text{ cm} \rightarrow \delta_x = 0.76 \text{ cm}; \delta_y = 1.52 \text{ cm}$

LOTTO C1 $\rightarrow H_{C1} = 340 \text{ cm} \rightarrow \delta_x = 0.21 \text{ cm}; \delta_y = 0.22 \text{ cm}$

Inoltre nel nostro caso avremo i seguenti parametri di calcolo:

- DATI PROGETTO
 Edificio sito in località ASTI (long. 8.191 lat. 44.907600)
 Categoria del suolo di fondazione = C
 Coeff. di amplificazione stratigrafica $\rightarrow S_s = 1.500$
 Coeff. di amplificazione topografica $\rightarrow S_t = 1.000$
 $S = S_s \cdot S_t = 1.500$
- ACCELERAZIONE SISMICA RICAVATA DALLO SPETTRO DI PROGETTO
 Accelerazione sismica allo SLV $\rightarrow a_g = 0.455 \text{ [g/10]}$

La distanza minima del giunto sismico tra due costruzioni attigue esistenti, sarà ricavata dalla somma degli spostamenti massimi ottenuti dall'analisi sismica, considerando lo SLU_{SLV} , lungo la direzione di contatto riferite alla quota massima. Nel nostro caso avremo nel dettaglio:

- Strutture Esistenti: (Lotto A - Lotto B)

$$d_{\min} = \text{Lotto A}_x + \text{Lotto B}_x = 2.46 \text{ cm} \rightarrow 10 \text{ cm} > (1/100) \cdot H_{\max} 2a_g S/g = 9.55 \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

- Strutture Esistenti: (Lotto B - Lotto C)

$$d_{\min,x} = \text{Lotto B}_x + \text{Lotto C}_x = 1.95 \text{ cm} \rightarrow 10 \text{ cm} > (1/100) \cdot H_{\max} 2a_g S/g = 9.55 \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

$$d_{\min,y} = \text{Lotto B}_y + \text{Lotto C}_y = 3.21 \text{ cm} \rightarrow 10 \text{ cm} > (1/100) \cdot H_{\max} 2a_g S/g = 9.55 \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

- Strutture Esistenti: (Lotto C - Lotto C1)

$$d_{\min} = \text{Lotto C}_x + \text{Lotto C1}_y = 0.98 \text{ cm} \rightarrow 5 \text{ cm} > (1/100) \cdot H_{\max} 2a_g S/g = 4.64 \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

Riassumendo, le varie distanze tra le unità strutturali esistenti da realizzare saranno pari a:

UNITÀ STRUTTURALI	GIUNTO SISMICO
LOTTO A - LOTTO B	10 cm
LOTTO B - LOTTO C	10 cm
LOTTO C - LOTTO C1	5 cm

- Tabella di sintesi giunti sismici -

COLLEGAMENTI ORIZZONTALI TRA ELEMENTI DI FONDAZIONE

Per trascurare gli spostamenti relativi del terreno sul piano di fondazione, come descritto in precedenza, occorrerà fare in modo che le fondazioni siano in grado di assorbire le forze assiali conseguenti.

Per il nuovo ampliamento in progetto, essendo la fondazione superficiale di tipo platea, avendo un comportamento rigido a piastra, non è necessario realizzare collegamenti tra ogni singolo pilastro in progetto. Mentre per le strutture esistenti si è deciso di realizzare, per ogni singola unità strutturale, degli adeguati collegamenti tra gli elementi di fondazioni isolati (plinti) presenti, inserendo nuovi elementi di fondazione atti a sopportare l'azione assiale calcolata secondo quanto previsto nel par. 7.2.5 delle NTC.

Nel dettaglio la forza risultante sarà stimata secondo la categoria del terreno nel seguente modo:

Cat. A $\rightarrow \pm 0.2 N_{sd} \cdot a_{max}/g$

Cat. B $\rightarrow \pm 0.3 N_{sd} \cdot a_{max}/g$

Cat. C $\rightarrow \pm 0.4 N_{sd} \cdot a_{max}/g$

Cat. D $\rightarrow \pm 0.6 N_{sd} \cdot a_{max}/g$

Dove N_{sd} è il valore medio delle forze verticali agenti sugli elementi collegati e a_{max} è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito.

METODI DI ANALISI e CRITERI DI VERIFICA

L'entità della domanda con la quale confrontare la capacità delle strutture in esame, secondo i criteri definiti al par. 7.3.6 delle NTC, è definita utilizzando un'analisi lineare modale con spettro di risposta chiamata semplicemente "Analisi Lineare Dinamica". Nel dettaglio l'analisi consiste:

- nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale);
- nel calcolo degli effetti dell'azione sismica. Rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati;
- nella combinazione di questi effetti;

Devono essere esaminati tutti i modi con massa partecipante significativa, ovvero devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore allo 85%. Mentre per la combinazione degli effetti riguardanti i singoli modi, deve essere utilizzata una combinazione quadratica completa degli effetti relativi a ciascun modo, quale quella indicata dall'espressione:

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

Nel dettaglio la domanda sismica è calcolata riferendosi allo spettro di progetto, definito nel par. 3.2.3.4 e 3.2.3.5 delle NTC. Con l'eccezione del primo tratto ad andamento lineare, lo spettro di progetto è ottenuto da quello di risposta elastica mediante divisione per il fattore di comportamento

(fattore di struttura) q , ottenuto per ogni stato limite assumendo.

Tab. 7.3.I – Limiti su q e modalità di modellazione dell'azione sismica

STATI LIMITE		Lineare (Dinamica e Statica)		Non Lineare	
		Dissipativo	Non Dissipativo	Dinamica	Statica
SLE	SLO	$q = 1.0$ § 3.2.3.4	$q = 1.0$ § 3.2.3.4	§ 7.3.4.1	§ 7.3.4.2
	SLD	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5		
SLU	SLV	$q \geq 1,5$ § 3.2.3.5	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5		
	SLC	---	---		

Nel caso di strutture con comportamento "DISSIPATIVO", il valore del fattore di comportamento q , da utilizzare per lo stato limite considerato e nella direzione considerata per l'azione sismica, può essere calcolato tramite la seguente espressione:

$$q = q_0 \cdot K_R$$

dove:

q_0 è il valore base del fattore di comportamento allo SLV, i cui massimi sono indicati nella tabella sottostante. Esso dipende:

- dal materiale utilizzato nella struttura e dalla tipologia della strutturale
- dal grado di iperstaticità considerato
- dalla Classe di Duttività globale della struttura
- dalla sovreresistenza della struttura " α_0/α_1 "
- dalla regolarità in pianta della struttura

K_R è un fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valori pari:

- 1 per costruzioni regolari in altezza
- 0.8 per costruzioni non regolari in altezza

Tab. 7.3.II – Valori massimi del valore di base q_0 del fattore di comportamento allo SLV per diverse tecniche costruttive ed in funzione della tipologia strutturale e della classe di duttilità CD

Tipologia strutturale	q_0	
	CD "A"	CD "B"
Costruzioni di calcestruzzo (§ 7.4.3.2)		
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste (v. § 7.4.3.1)	$4,5 \alpha_0/\alpha_1$	$3,0 \alpha_0/\alpha_1$
Strutture a pareti non accoppiate (v. § 7.4.3.1)	$4,0 \alpha_0/\alpha_1$	3,0
Strutture deformabili torsionalmente (v. § 7.4.3.1)	3,0	2,0
Strutture a pendolo inverso (v. § 7.4.3.1)	2,0	1,5
Strutture a pendolo inverso intelaiate monopiano (v. § 7.4.3.1)	3,5	2,5
Costruzioni con struttura prefabbricata (§ 7.4.5.1)		
Strutture a pannelli	$4,0 \alpha_0/\alpha_1$	3,0
Strutture monolitiche a cella	3,0	2,0
Strutture con pilastri incastrati e orizzontamenti incernierati	3,5	2,5
Costruzioni d'acciaio (§ 7.5.2.2) e composte di acciaio-calcestruzzo (§ 7.6.2.2)		
Strutture intelaiate	$5,0 \alpha_0/\alpha_1$	4,0
Strutture con controventi eccentrici		
Strutture con controventi concentrici a diagonale tesa attiva	4,0	4,0
Strutture con controventi concentrici a V	2,5	2,0
Strutture a mensola o a pendolo inverso	$2,0 \alpha_0/\alpha_1$	2,0
Strutture intelaiate con controventi concentrici	$4,0 \alpha_0/\alpha_1$	4,0
Strutture intelaiate con tamponature in murature	2,0	2,0
Costruzioni di legno (§ 7.7.3)		
Pannelli di parete a telaio leggero chiodati con diaframmi incollati, collegati mediante chiodi, viti e bulloni	3,0	2,0
Strutture reticolari iperstatiche con giunti chiodati		
Portali iperstatici con mezzi di unione a gambo cilindrico	4,0	2,5
Pannelli di parete a telaio leggero chiodati con diaframmi chiodati, collegati mediante chiodi, viti e bulloni	5,0	3,0
Pannelli di tavole incollate a strati incrociati, collegati mediante chiodi, viti, bulloni		2,5
Strutture reticolari con collegamenti a mezzo di chiodi, viti, bulloni o spinotti		

Ponti (§ 7.9.2.1)		
Pile in calcestruzzo armato		
Pile verticali inflesse	3,5 λ	1,5
Elementi di sostegno inclinati inflessi	2,1 λ	1,2
Pile in acciaio:		
Pile verticali inflesse	3,5	1,5
Elementi di sostegno inclinati inflessi	2,0	1,2
Pile con controventi concentrici	2,5	1,5
Pile con controventi eccentrici	3,5	-
Spalle		
In genere	1,5	1,5
Se si muovono col terreno	1,0	1,0

Invece, per le strutture a comportamento *"NON DISSIPATIVO"* si adotta un fattore di comportamento q_{ND} , ridotto rispetto al valore minimo relativo alla CD"B" (ricavato dalla tabella precedente) secondo l'espressione:

$$1 \leq q_{ND} = \frac{2}{3} q_{CD"B"} \leq 1.5$$

Inoltre, come già descritto in precedenza, per le sole unità strutturali esistenti oggetto di adeguamento sismico, la domanda sismica potrà essere ulteriormente ridotta del coefficiente ζ_E .

Il valore per la componente verticale dell'azione sismica allo SLV, in entrambe le tipologie di comportamento della struttura, in mancanza di un'adeguata analisi, secondo quanto prescritto nel par. 7.3.1. delle NTC sarà sempre pari a:

$$q_{\text{verticale}} = 1.5$$

Si rimanda alle relazioni di calcolo della struttura in esame per una chiara definizione del valore del fattore di comportamento utilizzato appena esposto.

RISPETTO DEI REQUISITI NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE

Nei confronti delle azioni sismiche, gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo sia gli elementi strutturali principali che quelli secondari, elementi non strutturali e gli impianti tecnologici.

Nel dettaglio avremo i seguenti stati limite:

Stati Limite di Esercizio:

- Stato Limite di Operabilità (SLO): fanno riferimento tutte quelle opere che devono restare operative durante e subito dopo un terremoto;
- Stato Limite di Danno (SLD): stati limite da rispettare per garantire inagibilità solo temporanea nelle condizioni post-sismiche;

Stati Limite Ultimi:

- Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV): a seguito del terremoto la struttura conserva 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 prevenzione del Collasso (SLC): a seguito del sisma la struttura conserva un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali;

Per tutti gli elementi strutturali primari e secondari, gli elementi non strutturali e gli impianti si deve verificare che il valore di ciascuna domanda di progetto, definito dalla Tab. 7.3.III delle NTC per ciascuno degli stati limite richiesti, sia inferiore al corrispondente valore della capacità di progetto.

Le verifiche degli elementi strutturali primari (ST) si eseguono, come sintetizzato nella seguente tabella, in dipendenza della Classe d'Uso assegnata:

- **Strutture Esistenti** → $q \leq 1.5$ → **Struttura NON dissipativa**: in termini di rigidezza (RIG) e di resistenza (RES), senza applicare le regole specifiche dei dettagli costruttivi e della progettazione in capacità previsti nel Cap. 7;

Le verifiche degli elementi strutturali secondari, presenti solo nelle strutture esistenti, andranno effettuate anche in termini di duttilità (DUT). Mentre, per gli elementi non strutturali (NS) e degli impianti (IM) le verifiche si effettuano in termini di funzionamento (FUN) e stabilità (STA) in funzione della Classe d'Uso assegnata.

Nel dettaglio si riepilogano le verifiche e gli stati limite significativi indagati per valutare le prestazioni strutturali della configurazione strutturale esistente e in progetto, in riferimento a quanto prescritto nelle NTC 2018 nella Tab. 7.3.III e relativa circolare esplicativa:

Tab. 7.3.III – Stati limite di elementi strutturali primari, elementi non strutturali e impianti

STATI LIMITE		CU I	CU II			CU III e IV		
		ST	ST	NS	IM	ST	NS	IM ^(*)
SLE	SLO					RIG		FUN
	SLD	RIG	RIG			RES		
SLU	SLV	RES	RES	STA	STA	RES	STA	STA
	SLC		DUT ^(*)			DUT ^(*)		

^(*) Per le sole CU III e IV, nella categoria Impianti ricadono anche gli arredi fissi.

^(**) Nei casi esplicitamente indicati dalle presenti norme.

Dove, in funzione della Classe d'Uso considerata, gli elementi strutturali (ST), non strutturali (NS) e gli impianti (IM) dovranno garantire le rispettive prestazioni di rigidezza (RIG), di resistenza (RES), di duttilità (DUT), di stabilità (STA) e funzionalità (FUN) richieste, secondo le tabelle elencate di seguito.

- **SLO - Stato Limite di Operatività**

Descrizione della prestazione:	ST			NS	IM	
	RIG	RES	DUT	STA	FUN	STA
Limitazione del danno degli elementi non strutturali o delle pareti per le costruzioni in muratura	✓ §7.3.6.1					
Funzionamento degli impianti					✓ §7.3.6.3	

- **SLD - Stato Limite di Danno**

Descrizione della prestazione:	ST			NS	IM	
	RIG	RES	DUT	STA	FUN	STA
Controllo del danno degli elementi strutturali		✓ §7.3.1				

• **SLV - Stato Limite di salvaguardia della Vita**

Descrizione della prestazione:	ST			NS	IM	
	RIG	RES	DUT	STA	FUN	STA
Livello di danno degli elementi strutturali coerente con il fattore di comportamento adottato, assenza di rotture fragili e meccanismi locali/globali instabili		✓ §7.3.6.1				
Assenza di crolli degli elementi non strutturali pericolosi per l'incolumità, pur in presenza di danni diffusi				✓ §7.3.6.3		
Capacità ultima degli impianti e dei collegamenti						✓ §7.3.6.3

• **SLC - Stato Limite di Collasso (*)**

Descrizione della prestazione:	ST			NS	IM	
	RIG	RES	DUT	STA	FUN	STA
Margine di sicurezza sufficiente per azioni verticali ed esiguo per azioni orizzontali			✓ §7.3.6.1			

(*) Nel caso di analisi lineare le verifiche di duttilità per strutture dissipative (strutture nuove) sono soddisfatte tramite rispetto delle regole specifiche per i dettagli costruttivi descritte nel Cap.7 delle NTC in aggiunta al rispetto di quanto previsto nel Cap.4 e a quanto imposto nelle regole della progettazione in capacità, sia per gli elementi primari che secondari. Nel caso di strutture non dissipative (strutture esistenti) tale verifiche non sono richieste.

VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SULLE STRUTTURE ESISTENTI

Secondo quanto prescritto nel Cap. 8.5 delle NTC, nelle costruzioni esistenti le situazioni concretamente riscontrabili sono le più diverse ed è quindi impossibile prevedere regole specifiche per tutti i casi.

Tramite l'analisi storico-critica precedentemente descritta si è potuto individuare per i quattro lotti presenti il loro sistema strutturale e di conseguenza il loro stato di sollecitazione.

Successivamente si è condotto un rilievo geometrico-strutturale per verificare la correttezza della documentazione in nostro possesso fornita dalla Committenza, ponendo particolare attenzione agli elementi costruttivi e comprendendo i rapporti delle strutture in aderenza. Si è potuto constatare la qualità e lo stato di conservazione dei materiali e degli elementi costitutivi, ponendo molta attenzione alla presenza di eventuali dissesti, in atto o stabilizzati, riponendo particolare attenzione al quadro fessurativo presente.

Infine, per conseguire un'adeguata conoscenza delle caratteristiche dei materiali e del loro degrado, oltre a basarci sulle verifiche visive in situ si sono compiute delle estese indagini sperimentali.

Quindi, la valutazione della sicurezza di un edificio esistente, rispetto a quello di un edificio di nuova progettazione, è normalmente affetta da un grado d'incertezza, l'impossibilità di risalire o di determinare in situ le effettive caratteristiche meccaniche di tutti i materiali utilizzati porta con sé un valore di dubbio di cui è necessario tenere conto nei calcoli di verifica.

Sulla base degli approfondimenti effettuati vengono ricavati, secondo quanto prescritto nel Par. 8.5.4 delle NTC, i "Livelli di Conoscenza" dei diversi parametri coinvolti nel modello (geometria, dettagli costruttivi e materiali) e, definiti i correlati fattori di confidenza da utilizzare come ulteriori coefficienti parziali di sicurezza, si può tenere in conto delle carenze nella conoscenza dei parametri del modello. In particolare questi "Fattori di Confidenza" hanno principalmente lo scopo di diminuire la resistenza dei materiali e in alcuni casi di incrementare le sollecitazioni di verifica da applicare alla struttura.

Ai fini della scelta del tipo d'analisi e dei valori dei fattori di confidenza si distinguono tre livelli di conoscenza, ordinati per informazioni crescenti:

- **LC1** - Conoscenza Limitata
- **LC2** - Conoscenza Adeguata
- **LC3** - Conoscenza Accurata

Nel nostro caso è stato richiesto il raggiungimento di un livello di conoscenza pari ad almeno LC2 (conoscenza adeguata).

Per quanto riguarda le strutture in **calcestruzzo armato** dei lotti A, B, C e C1, secondo quanto prescritto nell'appendice C8A.1.B della circolare applicativa, si fa riferimento alla seguente tabella:

Livello di Conoscenza	Geometria (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione oppure rilievo ex-novo completo	Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e limitate verifiche in situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e limitate prove in situ	Analisi lineare statica o dinamica	1.35
LC2		Disegni costruttivi incompleti con limitate verifiche in situ oppure estese verifiche in situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali con limitate prove in-situ oppure estese prove in-situ	Tutti	1.20
LC3		Disegni costruttivi completi con limitate verifiche in situ oppure esaustive verifiche in-situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto con estese prove in situ oppure esaustive prove in-situ	Tutti	1.00

Gli aspetti che definiscono tale livello di conoscenza sono:

- Geometria: la geometria della struttura è nota grazie ai disegni strutturali originali forniti dalla committenza e ad un attento rilievo visivo a campione effettuato per verificare l'effettiva corrispondenza del costruito ai disegni in nostro possesso. Per gli elementi più significativi si sono confrontati le dimensioni in opera con le dimensioni prescritte in progetto;
- Dettagli costruttivi: i dettagli costruttivi sono noti dai disegni costruttivi originali in nostro possesso, si è effettuata una limitata verifica in situ delle armature dei collegamenti presenti negli elementi più importanti controllando l'entità dei copriferri, il numero e diametro delle barre di armatura utilizzate tramite indagini magnetoscopiche utilizzando un pacometro digitale ed opportuni saggi;
- Proprietà dei materiali: le informazioni sulle caratteristiche meccaniche dei materiali sono disponibili in base ai disegni costruttivi in nostro possesso. Inoltre sono state effettuate una serie di indagini strutturali al fine di verificare tali valori.

Per il calcestruzzo, la misura delle caratteristiche meccaniche si è ottenuta mediante l'estrazione di saggi cilindrici, con valutazione dello stato di carbonatazione e successiva prova di compressione fino a rottura in laboratorio. Per l'acciaio d'armatura, invece, si sono prelevati dei campioni e si sono effettuate delle prove a trazione fino a rottura in laboratorio. Inoltre, si sono eseguite ulteriori indagini non distruttive che possono essere considerate integranti alle prove distruttive e si è valutata la posizione delle barre di armatura e dei copriferri.

La campagna di prove e misurazioni, effettuate e descritte in precedenza, fanno riferimento alla Tab. C8A.1.3a presente nell'appendice della circolare applicativa.

Tabella C8A.1.3a – Definizione orientativa dei livelli di rilievo e prove per edifici in c.a.

	Rilievo (dei dettagli costruttivi)(a)	Prove (sui materiali) (b)(c)
	Per ogni tipo di elemento "primario" (trave, pilastro...)	
Verifiche limitate	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 15% degli elementi	1 provino di cls. per 300 m2 di piano dell'edificio, 1 campione di armatura per piano dell'edificio
Verifiche estese	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 35% degli elementi	2 provini di cls. per 300 m2 di piano dell'edificio, 2 campioni di armatura per piano dell'edificio
Verifiche esaustive	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 50% degli elementi	3 provini di cls. per 300 m2 di piano dell'edificio, 3 campioni di armatura per piano dell'edificio

Nel nostro caso avremo:

- Complesso scolastico (Lotto A e Lotto B): Numero livelli 3 → Estensione del Piano $\approx 1400 \text{ m}^2$
Prove Richieste: 15 provini e 6 campioni di armatura
- Palestra (Lotto C): Numero livelli 1 → Estensione del Piano $\approx 680 \text{ m}^2$
Prove Richieste: 2 provini e 2 campioni di armatura

Nel dettaglio per gli elementi in cls si sono eseguite oltre le prove di compressione su provini cilindrici (secondo la normativa UNI EN 12504-1 e UNI EN 12390-3), prove non distruttive tipo Son.Reb (rilievi ultrasonici secondo la normativa UNI EN 12504-4:2001) e prove sclerometriche (secondo la normativa UNI EN 12504-2:2001).

Per quanto riguarda invece i ferri l'armatura, oltre alle prove di trazione su campioni di armatura (secondo la normativa UNI EN ISO 15630-1), si sono eseguite delle prove non distruttive di durezza mediante l'utilizzo di microdurometro (secondo la normativa UNI EN ISO 18265:2005).

Il numero e la tipologia delle indagini eseguite sulle strutture in calcestruzzo armato permettono di ottenere un livello di conoscenza pari a **LC2 - Conoscenza Adeguata**, a cui corrisponde un fattore di confidenza pari a **FC=1,20**.

La campagna d'indagini effettuata sui materiali esistenti del complesso scolastico in esame atte alla caratterizzazione dei materiali in opera, al fine di verificare la corrispondenza con le indicazioni progettuali originarie e le condizioni di durabilità degli elementi strutturali in calcestruzzo armato, sono state eseguite in data 31 Maggio 2018 a cura dei tecnici del Laboratorio A.S.M. Srl.

In allegato si potrà consultare i risultati delle prove nella relativa relazione tecnica fornita.

CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI ESISTENTI

Come descritto in precedenza, le caratteristiche dei materiali esistenti vengono caratterizzati a partire dalle informazioni ricavate dall'analisi documentale, successivamente controllati in situ con verifiche visive ed indagini sperimentali basate su prove distruttive e non distruttive.

Dall'analisi documentale in nostro possesso risulta che per tutti i lotti che vanno a comporre il complesso scolastico è stato prescritto l'utilizzato dello stesso calcestruzzo e delle stesse barre di armatura.

➤ **Complesso scolastico totale (Lotto A, Lotto B e Lotto C):** Struttura in calcestruzzo armato gettato in opera

▪ Tavole progettuali esecutive:

- CALCESTRUZZO tipo 730 : $R_{ck}=300 \text{ daN/cm}^2 \rightarrow f_{ck}=0.83 \cdot R_{ck}= 249 \text{ daN/cm}^2$
- FERRI D' ARMATURA: Aq 50÷60 $\rightarrow f_{yk}=500 \div 600 \text{ N/mm}^2$; $f_{tk} \geq 270 \text{ N/mm}^2$

Per quanto riguarda i valori ricavati dalle prove effettuate in data 30/05/2018, secondo quanto prescritto dalla circolare applicativa delle NTC e delle linee guida per la valutazione delle caratteristiche del cls in opera, a fronte di quanto appena riportato per le caratteristiche dei materiali ottenuti dall'analisi documentale, si è deciso di uniformare i risultati delle prove all'intero complesso scolastico.

➤ **Complesso scolastico totale (Lotto A, Lotto B e Lotto C):** Struttura in calcestruzzo armato gettato in opera

▪ Prove di laboratorio:

- CALCESTRUZZO: $R_{ck} = 198,31 \text{ daN/cm}^2 \rightarrow f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 164,60 \text{ daN/cm}^2$
- FERRI D'ARMATURA: $f_{yk} = 381,75 \text{ N/mm}^2$; $f_{ty} = 489,75 \text{ N/mm}^2$

A favore di sicurezza, per le verifiche degli elementi strutturali esistenti si utilizzeranno i valori MINORI ricavati, in altre parole quelli forniti dalle prove di laboratorio.

CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI NUOVI MATERIALI

Nell'esecuzione delle opere per l'adeguamento sismico delle tre unità strutturali è previsto l'impiego dei seguenti materiali:

- CALCESTRUZZO:

Classi di resistenza: **C25/30** [$R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$; $f_{ck} = 24,9 \text{ N/mm}^2$]

Classi di esposizione → **XC2** per gli elementi di fondazione

XC1 per il resto delle strutture

Max rapporto A/C → < 0.6

Classe di consistenza → S4/S5/SCC

Max dim. dell' aggregato → $< 32-20 \text{ mm}$

- ACCIAIO PER ARMATURA GETTI CLS:

Acciaio ad aderenza migliorata di Classe B 450C

Tensione caratteristica di snervamento → $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$

Tensione caratteristica di rottura → $f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$

- ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA:

Acciaio di Classe S275 (Fe 430)

Tensione caratteristica di snervamento → $f_{yk} = 275 \text{ N/mm}^2$

Tensione caratteristica di rottura → $f_{tk} = 430 \text{ N/mm}^2$

Barre Filettate di Classe 8.8 (Dadi classe 8)

Tensione caratteristica di snervamento → $f_{yb} = 640 \text{ N/mm}^2$

Tensione caratteristica di rottura → $f_{tb} = 800 \text{ N/mm}^2$

Tutti i materiali e rispettivi prodotti per uso strutturale che verranno impiegati sia per la realizzazione delle nuove strutture che per l'esecuzione dei rinforzi strutturali necessari per garantire l'adeguamento sismico richiesto dovranno rispettare i requisiti e gli standard minimi

prescritti all'interno del Cap. 11 delle NTC. Il suddetto capitolo tratta fundamentalmente le procedure di qualificazione e di accettazione in cantiere di tali materiali, con una formulazione finalizzata a definire con chiarezza i compiti assegnati ai vari soggetti del processo (progettista, direttore dei lavori, produttore, etc).

Tutti i materiali e prodotti utilizzati dovranno essere identificati, qualificati ed accettati. Ciò consente la chiara identificazione del prodotto e delle sue caratteristiche tecniche, rendendo possibile ai soggetti preposti alla vigilanza ed al controllo la valutazione dell'idoneità del prodotto all'uso previsto.

Si rimanda agli elaborati grafici delle rispettive unità strutturali e alle relative relazioni di calcolo per una chiara definizione del materiale utilizzato e un'idonea rappresentazione di quanto appena esposto.

INTERVENTI SULLE COSTRUZIONI ESISTENTI - ADEGUAMENTO SISMICO

Sulle unità strutturali esistenti è stata richiesta la verifica del raggiungimento dell'adeguamento sismico, ovvero conseguire i livelli di sicurezza previsti dalle NTC vigenti.

Tramite la relazione di Valutazione Vulnerabilità e Rischio Sismico, precedentemente realizzata, si è potuto effettuare una valutazione preliminare d'insieme della struttura allo stato attuale.

Da una nostra prima analisi si è riscontrata una serie di problematiche sulle strutture portanti esistenti, le quali essendo state progettate e calcolate con vecchie normative, non sono in grado di raggiungere i livelli di prestazione richiesti dall'attuale normativa italiana. Perciò sarà necessario progettare una serie d'interventi di rinforzo in modo da raggiungere l'adeguamento sismico desiderato e assicurare i requisiti di resistenza, rigidezza e duttilità richiesti.

Le costruzioni, nelle loro configurazioni di progetto, saranno caratterizzate da una serie di modifiche tali da correggere le prestazioni offerte nelle configurazioni esistenti, ottenendo un risultato complessivamente adeguato alle richieste delle NTC.

Come già descritto in precedenza, a causa della loro differente tipologia strutturale, tempi di realizzazione e di conseguenza discordante comportamento strutturale, si è deciso di rendere le quattro unità strutturali esistenti, attualmente poste in aderenza, strutturalmente indipendenti l'una dall'altra mediante realizzazione di un giunto sismico antimartellamento, secondo quanto prescritto nel par. 7.2.1 dalle NTC.

Si rimanda agli elaborati grafici e alle Relazioni di Calcolo delle rispettive unità strutturali per una più precisa e accurata descrizione degli interventi di rinforzo in progetto e le loro verifiche.

Di seguito sarà esposto un riassunto descrittivo delle lavorazioni eseguite su ogni singola unità strutturale. Nel dettaglio avremo:

- **Lotto A e Lotto B:** la struttura a telaio in calcestruzzo armato gettato in opera allo stato attuale non è in grado di resistere alle sollecitazioni sismiche di progetto richieste dalla normativa. Tutti

gli elementi strutturali verticali sono verificati solo per le condizioni statiche ma sotto l'azione sismica soffrono per presso-flessione.

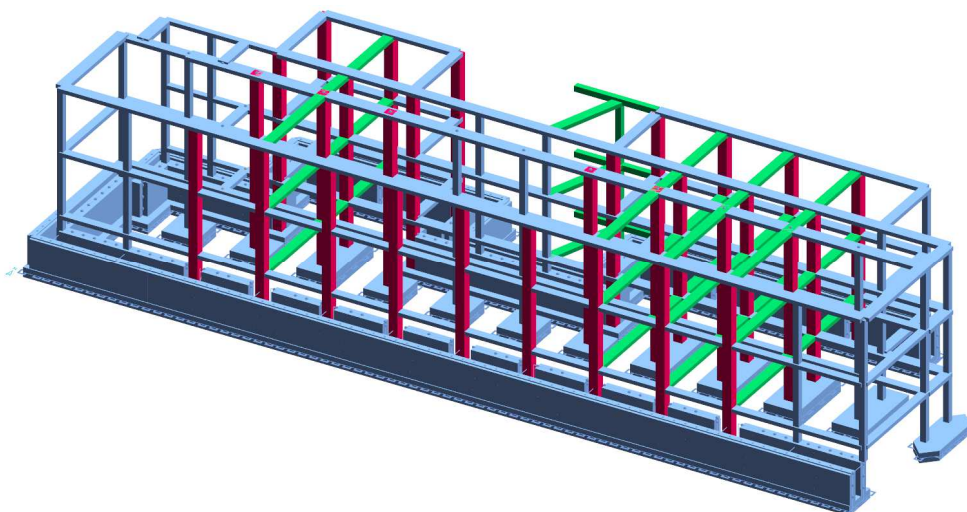
Le caratteristiche strutturali dei pilastri allo stato attuale non li rendono adatti per essere utilizzati come elementi sismo-resistenti, quindi si è deciso di rinforzare, mediante incamiciature in c.a. per aumentare la sezione resistente, alcuni pilastri del fabbricato ritenuti più significativi in modo da poter affidare loro l'intera capacità portante alle azioni orizzontali. I restanti pilastri, invece, continueranno ad operare, ma solo come elementi portanti secondari, nei confronti delle sole azioni gravitazionali.

Si è deciso di intervenire solo sui pilastri facilmente accessibili e che non recassero interferenze e impedimenti con la futura fruibilità degli ambienti scolastici.

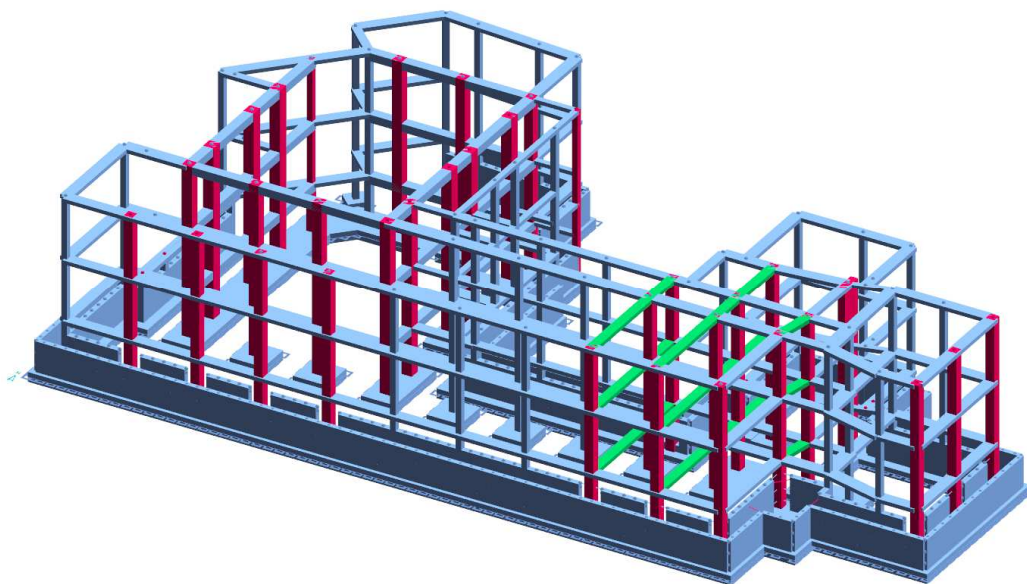
Il loro ingrosso, in generale, non produce rilevanti variazioni superficiali nelle aule e nei corridoi di collegamento, per cui il rispetto dei requisiti necessari ad accogliere il numero previsto di alunni non sarà modificato.

Inoltre, per creare dei telai rigidi nelle due direzioni si è deciso di realizzare delle nuove nervature di collegamento andando ad agire sulle pignatte di alleggerimento dei solai esistenti. Sfruttando la loro facile demolizione si sono realizzate delle nuove travi di collegamento opportunamente dimensionare per ripartire in modo adeguato i carichi sismici presenti.

Inoltre, l'insufficiente capacità portante di alcuni elementi strutturali orizzontali (travi), scaturita nello schema di progetto a causa dei carichi applicati e delle prescrizioni presenti nella normativa vigente, ha richiesto l'inserimento di rinforzi a flessione tramite applicazione di piastre metalliche rese solidali per mezzo di idonei connettori metallici.



- schema 3D dell'unità strutturale Lotto A - IN PROGETTO -



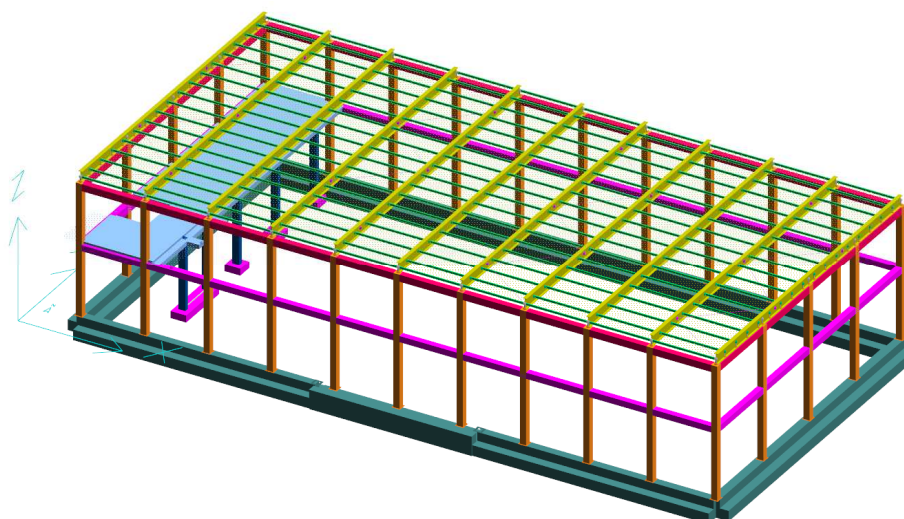
- schema 3D dell'unità strutturale Lotto B - IN PROGETTO -

- **Lotto C:** La struttura a telaio in cemento armato gettato in opera allo stato attuale non è in grado di resistere alle sollecitazioni sismiche di progetto. Tutti gli elementi strutturali sono verificati solo per le condizioni statiche ma sotto l'azione sismica soffrono per presso-flessione causata principalmente dalla grande massa presente in copertura derivante dai tegoli prefabbricati.

Grazie alla semplicità strutturale del fabbricato in esame, avendo una struttura scatolare opportunamente dimensionata, si è deciso di rimuovere e smantellare l'attuale copertura in c.a.p. riducendo drasticamente il carico in copertura e di conseguenza la massa sismica agente, realizzandone una nuova in carpenteria metallica leggera.

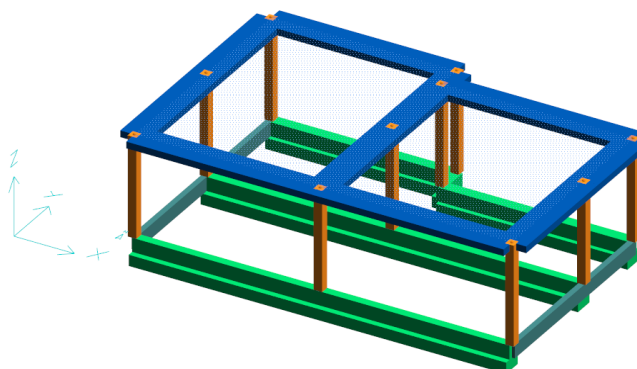
Per trascurare gli spostamenti relativi del terreno sul piano di fondazione e i possibili effetti indotti alla struttura sovrastante, si è deciso di realizzare un opportuno collegamento tra gli elementi di fondazioni isolati (plinti) e le travi di fondazioni perimetrali secondo quanto indicato nel cap. 7.2.5 delle NTC del 2018, in modo da formare un adeguato reticolo di travi di fondazione.

Infine, per evitare fenomeni di martellamento tra costruzioni contigue, sfruttando lo schema strutturale del Lotto C, si andranno a realizzare dei giunti sismici opportunamente dimensionati per rendere dinamicamente indipendente le unità strutturali esistenti poste in aderenza, Lotto B e Lotto C1, come descritto nei paragrafi precedenti.



- schema 3D dell'unità strutturale Lotto C - IN PROGETTO -

- **Lotto C1:** La struttura a telaio in cemento armato gettato in opera allo stato attuale è verificata sia per le condizioni statiche sia per le azioni sismiche indotte di progetto. Questo è principalmente dovuto alla semplicità strutturale del fabbricato in esame, alla sua regolarità in pianta e al poco carico agente in copertura (bassa massa sismica). Pertanto è facile affermare che la struttura in esame non ha bisogno di rinforzi strutturali che vadano a implementare la propria resistenza; tuttavia si andrà a realizzare soltanto un giunto sismico per eliminare gli spiacevoli fenomeni di martellamento tra costruzioni contigue e rendere dinamicamente indipendente le due unità strutturali poste in aderenza, come descritto nei paragrafi precedenti.



- Schema 3D Lotto C1- ESISTENTE -

Si rimanda agli elaborati grafici delle rispettive unità strutturali esistenti per una chiara rappresentazione di quanto appena esposto.

VERIFICHE NUOVI ELEMENTI STRUTTURALI e RINFORZI IN PROGETTO

Per tutte le strutture in progetto, ai sensi delle prescrizioni indicate nella premessa del Cap.7 delle NTC 2018, saranno progettate e verificate applicando le regole valide per le costruzioni soggette ad azione sismica secondo il metodo degli Stati Limite; sarà quindi condotta un'analisi modale in regime dinamico lineare considerando, oltre alle azioni permanenti e variabili, i contributi modali opportunamente combinati a valutare l'effetto delle forze d'inerzia indotte dall'azione sismica come indicato al punto 7.3.3.1 delle NTC 2018.

Gli effetti combinati delle azioni sismiche e delle altre sollecitazioni sono calcolati in funzione della tipologia strutturale adottata, tenendo conto della non linearità di comportamento.

Come già descritto nei capitoli precedenti, tutte le strutture saranno verificate per garantire un comportamento strutturale *"non dissipativo"*. Pertanto non sarà necessario assicurare l'osservanza delle percentuali minime e massime di armatura e il rispetto dei dettagli costruttivi nelle zone critiche e nella connessione tra questi e le restanti parti della struttura, nonché dei diversi elementi strutturali tra loro, come previsto dalla normativa e non sarà richiesta la verifica in capacità.

Per quanto riguarda la nuova copertura in acciaio della palestra, il comportamento del materiale utilizzato ha un effetto diretto sulla resistenza e sulla sua deformazione. A differenza di quanto accade per altri materiali da costruzione è quindi di fondamentale importanza tener conto della correlazione esistente tra il tempo di permanenza dell'azione sulla struttura e le caratteristiche di resistenza e deformabilità del materiale. Pertanto le deformazioni della struttura devono essere contenute entro i limiti accettabili per evitare spiacevoli inconvenienti riguardo ai danni che possono essere indotti ai materiali di finitura, ai requisiti estetici e alla funzionalità dell'opera.

Si rimanda alle relative Relazioni di Calcolo per i dettagli sulle verifiche condotte.

SCHEMATIZZAZIONE E MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA E DEI VINCOLI

Le strutture in calcestruzzo armato sono state schematizzate escludendo il contributo degli'elementi aventi rigidezza e resistenza trascurabili a fronte dei principali. È quindi stata considerata l'orditura a telaio tridimensionale. Gli elementi di fondazione sono schematizzati come poggianti su vincoli elastici distribuiti.

La struttura è modellata con il metodo degli elementi finiti, applicato a sistemi tridimensionali. Gli elementi utilizzati sono sia monodimensionali (trave con eventuali sconnessioni interne), che bidimensionali (piastre e membrane triangolari e quadrangolari). I vincoli sono considerati puntuali e inseriti tramite le sei costanti di rigidezza elastica, oppure come elementi asta poggianti su suolo elastico (suolo alla Winkler). Le sezioni oggetto di verifica nelle travi sono stampate a passo costante; dei gusci si conoscono le sollecitazioni nel baricentro dell'elemento stesso.

CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL TERRENO

Secondo quanto descritto nella "Relazione Geologica e Geotecnica" redatta dallo Studio Tecnico associato di Geologia Sutera-Gravina in data febbraio 2020, in allegato, l'area in esame è situata in un'area urbanizzata subpianeggiante, nel Comune di Asti (AT) ad una quota altimetrica di circa 130.5 m s.l.m., in corrispondenza della porzione nord-occidentale dell'abitato, tra il Torrente Bobore e quello del Rio Crosio, suo affluente sinistro. La zona si colloca nel settore centrale del Bacino Terziario Ligure Piemontese, che rappresenta un bacino di tipo sedimentario-detritico, contraddistinta da sedimenti alluvionali di tipo limoso-argillosi.

Dal punto di vista geomorfologico, il territorio dell'Astigiano corrisponde al relitto di un'estesa pianura, compresa tra i rilievi della collina di Torino - Monferrato a Nord, e quelli delle Langhe a Sud, e rappresenta il collegamento tra la pianura cuneese e quella alessandrina.

Per definire il modello geologico-geotecnico del sito sono state eseguite 3 prove penetrometriche statiche C.P.T., spinte ad una quota di - 8.40 m dal piano campagna, mentre per la caratterizzazione geofisica si è effettuata una prova tipo MASW.

Dalle analisi è emersa la presenza di una falda idrica superficiale, ospitata nei depositi alluvionali (secondo strato geotecnico) e confinata alla base dai terreni impermeabili appartenenti al substrato argilloso-marnoso, attestante intorno a - 3.85 m di profondità, rispetto al piano campagna.

Le caratteristiche geotecniche del terreno di sottofondo al di sotto della quota del piano di posa delle opere di fondazione sono quelle riportate nella relazione geologica allegata al presente documento.

Per riepilogo, si riportano le informazioni fornite:

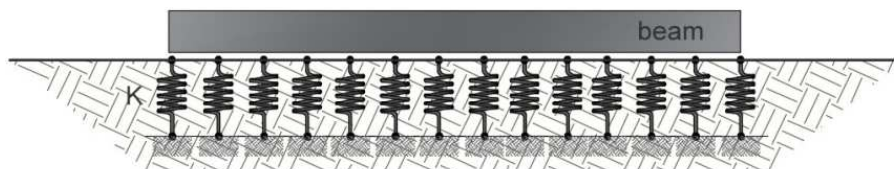
Strato	Litologia	Profondità $H_{min,max}$ [m]	Peso specifico γ [kN/m ³]	Resistenza al taglio critica $\phi' = \phi_{cv}$ [°]	Coesione drenata c' [N/mm ²]	Modulo elastico E_s [N/mm ²]
I° Strato	Terreno di riporto scadenti proprietà geotecniche - Limi argilloso/sabbiosi -	0.00 ÷ 2.20	16.7	25.5	-	4
II° Strato	Terreno granulare con discrete proprietà geotecniche - Sabbie medie con Limo -	2.20 ÷ 5.00	18.4	29.0	-	7.8
III° Strato	Terreno omogeneo con buone proprietà geotecniche - Limi argilloso/sabbiosi -	5.00 ÷ 8.40	20.4	24.0	0.37	14.4

La quota del piano di posa delle opere di fondazione esistenti, in riferimento ai parametri geotecnici forniti, è da attribuirsi ad almeno \approx - 3.35 m dal p.c. attuale, ricadente all'interno dello "II° Strato - Sabbie Medie con Limo". Nei calcoli si useranno i seguenti parametri geotecnici:

- Peso Specifico $\rightarrow \gamma = 18.4 \text{ kN/m}^3$
- Angolo di attrito $\rightarrow \phi' = 29^\circ$
- Coesione drenata $\rightarrow c' = 0.0 \text{ N/mm}^2$
- Modulo elastico $\rightarrow E_s = 7.8 \text{ N/mm}^2$

Come descritto in precedenza, le fondazioni sono state assunte come poggianti su vincoli elastici distribuiti, ovvero poggianti su un suolo ipoteticamente elastico alla Winkler.

Dal punto di vista fisico il mezzo alla Winkler può essere assimilato ad un letto di molle elastiche fra loro indipendenti, in cui il coefficiente di reazione del terreno (coefficiente di Winkler) è per definizione il rapporto tra la pressione di contatto e il cedimento atteso.



In un terreno reale il cedimento dipende, oltre che dal carico applicato e dalle proprietà del terreno, dalla forma e dimensioni della fondazione e dalla stratigrafia del terreno. Il coefficiente di reazione non è quindi una proprietà del terreno e non può essere definito con solo riferimento al terreno, ma deve anche essere riferito alla dimensione e forma della fondazione.

Sulla base del valore del modulo elastico fornito ($E_s=7.8 \text{ N/mm}^2$) e del coefficiente di Poisson utilizzato per fornire i risultati della prova geofisica ($\nu=0.2$), le dimensioni tipiche degli elementi di fondazione conducono a una stima del coefficiente di sottofondo, a favore di sicurezza, dell'ordine di circa 5 daN/cm^3 .

Va considerato comunque che lo strato di terreno posto al di sotto delle fondazioni esistenti è caratterizzato da un addensamento certamente maggiore rispetto alla situazione stratigrafica circostante.

VERIFICA SPOSTAMENTI DI INTERPIANO ED ELEMENTI NON STRUTTURALI

Le murature di tamponamento nella porzione a telaio sono prive di funzione portante nei confronti di altre porzioni strutturali, per cui è possibile classificarle come elementi non strutturali. Anche la stabilità di tali parti ha influenza sulla sicurezza degli utenti della costruzione, e si dovranno pertanto assicurare prestazioni sufficienti a soddisfare i requisiti minimi in tali termini.

Secondo quanto prescritto nel par. 7.3.6.2 delle NTC per le costruzioni ricadenti in Classe d'Uso III si deve verificare che l'azione sismica di progetto non produca danni agli elementi costruttivi senza funzione strutturale tali da rendere temporaneamente non operativa la costruzione. Questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti d'interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto relativa allo SLO sia inferiore ai 2/3 dei limiti indicati nel Par. 7.3.6.1 delle NTC. Tali limiti avranno lo scopo di:

- Evitare il danneggiamento di elementi non strutturali di chiusura (tamponamenti, tramezzature delle aule) in riferimento a tipologia, caratteristiche e modalità di collegamento (rigida) di tali elementi alla struttura;

- Assicurare il funzionamento degli impianti anche in condizioni di sisma di entità ridotta, senza che gli spostamenti di interpiano interferiscano con gli elementi meccanici componenti;

Inoltre, si dovrà valutare il comportamento nei confronti dell'espulsione fuori piano del pannello murario considerando le caratteristiche dimensionali e costruttive dell'elemento, nonché la risposta globale dell'edificio e la quota a cui si colloca l'elemento. A favore di sicurezza si analizza il singolo paramento come strutturalmente indipendente rispetto all'altro, applicando le relazioni previste dalle Norme Tecniche per le Costruzioni, in riferimento alla valutazione della forza orizzontale prodotta dall'accelerazione sismica fornita nel par. 7.2.3 delle NTC, considerando l'elemento con lunghezza in pianta massimo posto all'ultimo piano dell'edificio in esame.

Si rimanda alle relative Relazioni di Calcolo delle varie unità strutturali per i dettagli sulle verifiche condotte.

INDIVIDUAZIONE DEL CODICE DI CALCOLO

Per il calcolo delle sollecitazioni e per la verifica di travi e pilastri in calcestruzzo armato si è fatto ricorso all'elaboratore elettronico utilizzando il seguente programma di calcolo:

DOLMEN WIN (R), versione 19.0 del 2019 prodotto, distribuito ed assistito dalla CDM DOLMEN S.r.l., con sede in Torino, Via Drovetti n. 9/F.

Questa procedura è sviluppata in ambiente Windows, ed è stata scritta utilizzando i linguaggi Fortran e C. DOLMEN WIN permette l'analisi elastica lineare di strutture tridimensionali con nodi a sei gradi di libertà utilizzando un solutore ad elementi finiti. Gli elementi considerati sono la trave, con eventuali svincoli interni o rotazione attorno al proprio asse, ed il guscio, sia rettangolare che triangolare, avente comportamento di membrana e di piastra. I carichi possono essere applicati sia ai nodi, come forze o coppie concentrate, sia sulle travi, come forze distribuite, trapezie, concentrate, come coppie e come distorsioni termiche. I vincoli sono forniti tramite le sei costanti di rigidezza elastica.

GRADO DI AFFIDABILITA' DEL CODICE

L'affidabilità del codice di calcolo è garantita dall'esistenza di un'ampia documentazione di supporto, come indicato nel paragrafo precedente. La presenza di un modulo CAD per l'introduzione di dati permette la visualizzazione dettagliata degli elementi introdotti. E' possibile inoltre ottenere rappresentazioni grafiche di deformate e sollecitazioni della struttura. Al termine dell'elaborazione viene inoltre valutata la qualità della soluzione, in base all'uguaglianza del lavoro esterno e dell'energia di deformazione.