



COMUNE DI CONDOVE

Località: Via Rodari n. 5

PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE
DI NUOVA SCUOLA PER L'INFANZIA
GIANNI RODARI - ARCOBALENO

PROGETTISTI INCARICATI

Maritano Gianluca - Architetto
Via Matteotti, 41 - 10051 Avigliana (TO)
c.f. MRTGLC 63S07 A518L - p.iva 08140050017
email: maritano.gianluca@gmail.com
PEC: g.maritano@architettitorinopec.it
tel/fax: 0119367132

GRUPPO DI LAVORO

Geom. Alessandro Audino
Ing. Giorgio Barillaro
Dott.ssa Geol. Stefania Goffi
Arch. Wajdy Haddad
Ing. Davide Pasquini
Ing. Alessandro Revelli

PROTOCOLLO



DATA: _____

CONTENUTO:

RELAZIONE TECNICO - STRUTTURALE
RELAZIONE SULLE FONDAZIONI
PIANO DI MANUTENZIONE

TAVOLA: /



PROGETTO DEFINITIVO

STUDIO D'INGEGNERIA

dott. Ing. Giorgio BARILLARO

COMUNE di CONDOVE
CITTÀ METROPOLITANA DI TORINO

Proprietà: COMUNE DI CONDOVE
Piazza Martiri della Libertà n.1
10055 - CONDOVE - TO
p.i. 01468460017

Località : CONDOVE – Via G. Rodari n. 5
(a Catasto Foglio 9 e particelle nn. 52 e 344)

Oggetto : Nuova costruzione SCUOLA DELL'INFANZIA GIANNI RODARI
"ARCOBALENO".

RELAZIONE TECNICO - STRUTTURALE

RELAZIONE SULLE FONDAZIONI

PIANO DI MANUTENZIONE

(D.M. 14/01/2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni")

RELAZIONE TECNICO - STRUTTURALE

NORMATIVA DI RIFERIMENTO:

Decreto Ministero delle Infrastrutture: 14 Gennaio 2008:
"Norme Tecniche per le Costruzioni"

**(in quanto l'incarico è stato conferito in data 8 agosto 2011
con Verbale di Deliberazione del Comune di Condove n. 86, che si allega)**

RELAZIONE TECNICO - STRUTTURALE

- Geometria
Il fabbricato in progetto si articola su un piano fuori terra ed un piano interrato.
Le dimensioni massime in pianta sono pari a **42.00 m x 33.30 m** per un'altezza pari a circa **8.20 m** (dalle fondazioni).
- Coordinate del sito: longitudine **E 7. 3087°** e latitudine **N 45.1183°**
- Normativa: **D.M. 14 Gennaio 2008 – Norme Tecniche per le Costruzioni -**
- Tipo di intervento **NUOVA COSTRUZIONE SCUOLA DELL'INFANZIA**
con tipologia strutturale in cemento armato a telaio ai sensi del par. 7.4.3.1 delle NT
- Tipo di costruzione **2**; Vita nominale **V_N= 50** anni ai sensi del par. **2.4.1** delle NT e classe d'uso **IV** ai sensi del par. **2.4.2** delle NT 2008;
- Descrizione delle strutture portanti edificio in progetto:
Il fabbricato avrà destinazione **RESIDENZIALE** e presenta sistema costruttivo in **CEMENTO ARMATO**, ai sensi del par. **4.1** delle NT ed è caratterizzato da:
 - fondazioni **A PLATEA**
 - strutture verticali **MURATURE PORTANTI IN C.A.**
PILASTRI IN CEMENTO ARMATO
 - orizzontamenti **SOLAI IN LASTRE PREDALLE**
 - copertura **IN LEGNO**
- Metodo di calcolo usato e vincoli della struttura:
 - fondazioni: **Metodo degli Stati Limite (S.L.U.–S.L.V.–S.L.D.)**

- strutture verticali: **Metodo degli Stati Limite (S.L.U.–S.L.V.–S.L.D.)**
 - orizzontamenti: **Metodo degli Stati Limite (S.L.U.–S.L.V.–S.L.D.)**
 - copertura: **Metodo degli Stati Limite (S.L.U.–S.L.V.–S.L.D.)**
- Caratteristiche e proprietà dei materiali (calcestruzzo, acciaio, prefabbricati, dispositivi antisismici, muratura portante, legno, ecc.) ai sensi dei par. **4.1 – 11.2 – 11.3.2 – 11.7** delle NT:

CALCESTRUZZO

- classe di resistenza dopo 28 gg. - **C25/30** con $f_{cd} = 141.10 \text{ daN/cm}^2$
- classe di resistenza dopo 28 gg. - **C28/35** con $f_{cd} = 164.62 \text{ daN/cm}^2$ (solo pilastri)
- classe di esposizione: **XC1**
- classe di consistenza: **S3/S4**
- dimensione massima dell'aggregato: $D_{max} = 20 - 25 \text{ mm}$

ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO

- Acciaio tipo **B450C** con $f_{yd} = 3913 \text{ daN/cm}^2$

LEGNO LAMELLARE TIPO GL28h

- Resistenza caratteristica a flessione: $f_{m,k} = 280 \text{ daN/cm}^2$
- Resistenza caratteristica al taglio: $f_{v,k} = 32 \text{ daN/cm}^2$
- modulo elastico longitudinale medio: $E_{o,m} = 126000 \text{ daN/cm}^2$

- Carichi:
 - Piano **TERRA**:
 - Solaio in lastre predalle 7+19+6
 - p.p. solaio: 483 daN/m^2
 - Permanenti: 300 daN/m^2
 - Variabili: 300 daN/m^2
 - Piano **SOTTOTETTO**:
 - Solaio in lastre predalle 6+19+5
 - p.p. solaio: 433 daN/m^2
 - Permanenti: 100 daN/m^2
 - Variabili: 100 daN/m^2
 - **COPERTURE**:
 - Tetto in legno

- Permanenti: 70 daN/m²
- Variabili (neve): 145 daN/m²

Il programma di calcolo adottato è SISMICAD, nel seguito descritto.

DESCRIZIONE DEL PROGRAMMA SISMICAD

Si tratta di un programma di calcolo strutturale che nella versione più estesa è dedicato al progetto e verifica degli elementi in cemento armato, acciaio, muratura e legno di opere civili. Il programma utilizza come analizzatore e solutore del modello strutturale un proprio solutore agli elementi finiti tridimensionale fornito col pacchetto. Il programma è sostanzialmente diviso in tre moduli: un pre processore che consente l'introduzione della geometria e dei carichi e crea il file dati di input al solutore; il solutore agli elementi finiti; un post processore che a soluzione avvenuta elabora i risultati eseguendo il progetto e la verifica delle membrature e producendo i grafici ed i tabulati di output.

Specifiche tecniche

Denominazione del software: Sismicad 12.12

Produttore del software: Concrete

Concrete srl, via della Pieve, 15, 35121 PADOVA - Italy

<http://www.concrete.it>

Rivenditore: CONCRETE SRL - Via della Pieve 19 - 35121 Padova - tel.049-8754720

Versione: 12.12

Identificatore licenza: SW-4273487

Intestatario della licenza: BARILLARO ING GIORGIO VIA C.A. DALLA CHIESA N. 8 - AVIGLIANA (TO)

Versione regolarmente licenziata.

Schematizzazione strutturale e criteri di calcolo delle sollecitazioni.

Il programma schematizza la struttura attraverso l'introduzione nell'ordine di fondazioni, poste anche a quote diverse, platee, platee nervate, plinti e travi di fondazione poggianti tutte su suolo elastico alla Winkler, di elementi verticali, pilastri e pareti in c.a. anche con fori, di orizzontamenti costituiti da solai orizzontali e inclinati (falde), e relative travi di piano e di falda; è ammessa anche l'introduzione di elementi prismatici in c.a. di interpiano con possibilità di collegamento in inclinato a solai posti a quote diverse. I nodi strutturali possono essere connessi solo a travi, pilastri e pareti, simulando così impalcati infinitamente deformabili nel piano, oppure a elementi lastra di spessore dichiarato dall'utente simulando in tal modo impalcati a rigidità finita. I nodi appartenenti agli impalcati orizzontali possono essere connessi rigidamente ad uno o più nodi principali giacenti nel piano dell'impalcato; generalmente un nodo principale coincide con il baricentro delle masse. Tale opzione, oltre a ridurre significativamente i tempi di elaborazione, elimina le approssimazioni numeriche

connesse all'utilizzo di elementi lastra quando si richiede l'analisi a impalcati infinitamente rigidi. Per quanto concerne i carichi, in fase di immissione dati, vengono definite, in numero a scelta dell'utente, condizioni di carico elementari le quali, in aggiunta alle azioni sismiche e variazioni termiche, vengono combinate attraverso coefficienti moltiplicativi per fornire le combinazioni richieste per le verifiche successive. L'effetto di disassamento delle forze orizzontali, indotto ad esempio dai torcenti di piano per costruzioni in zona sismica, viene simulato attraverso l'introduzione di eccentricità planari aggiuntive le quali costituiscono ulteriori condizioni elementari di carico da cumulare e combinare secondo i criteri del paragrafo precedente. Tipologicamente sono ammessi sulle travi e sulle pareti carichi uniformemente distribuiti e carichi trapezoidali; lungo le aste e nei nodi di incrocio delle membrature sono anche definibili componenti di forze e coppie concentrate comunque dirette nello spazio. Sono previste distribuzioni di temperatura, di intensità a scelta dell'utente, agenti anche su singole porzioni di struttura. Il calcolo delle sollecitazioni si basa sulle seguenti ipotesi e modalità: - travi e pilastri deformabili a sforzo normale, flessione deviata, taglio deviato e momento torcente. Sono previsti coefficienti riduttivi dei momenti di inerzia a scelta dell'utente per considerare la riduzione della rigidezza flessionale e torsionale per effetto della fessurazione del conglomerato cementizio. E' previsto un moltiplicatore della rigidezza assiale dei pilastri per considerare, se pure in modo approssimato, l'accorciamento dei pilastri per sforzo normale durante la costruzione. - le travi di fondazione su suolo alla Winkler sono risolte in forma chiusa tramite uno specifico elemento finito; - le pareti in c.a. sono analizzate schematizzandole come elementi lastra-piastra discretizzati con passo massimo assegnato in fase di immissione dati; - le pareti in muratura possono essere schematizzate con elementi lastra-piastra con spessore flessionale ridotto rispetto allo spessore membranale.- I plinti su suolo alla Winkler sono modellati con la introduzione di molle verticali elastoplastiche. La traslazione orizzontale a scelta dell'utente è bloccata o gestita da molle orizzontali di modulo di reazione proporzionale al verticale. - I pali sono modellati suddividendo l'asta in più aste immerse in terreni di stratigrafia definita dall'utente. Nei nodi di divisione tra le aste vengono inserite molle assialsimmetriche elastoplastiche precaricate dalla spinta a riposo che hanno come pressione limite minima la spinta attiva e come pressione limite massima la spinta passiva modificabile attraverso opportuni coefficienti. - i plinti su pali sono modellati attraverso aste di rigidezza elevata che collegano un punto della struttura in elevazione con le aste che simulano la presenza dei pali;- le piastre sono discretizzate in un numero finito di elementi lastra-piastra con passo massimo assegnato in fase di immissione dati; nel caso di platee di fondazione i nodi sono collegati al suolo da molle aventi rigidezze alla traslazione verticale ed richiesta anche orizzontale.- La deformabilità nel proprio piano di piani dichiarati non infinitamente rigidi e di falde (piani inclinati) può essere controllata attraverso la introduzione di elementi membranali nelle zone di solaio. - I disassamenti tra elementi asta sono gestiti automaticamente dal programma attraverso la introduzione di collegamenti rigidi locali.- Alle estremità di elementi asta è possibile inserire svincolamenti tradizionali così come cerniere parziali (che trasmettono una quota di ciò che trasmetterebbero in condizioni di collegamento rigido) o cerniere plastiche.- Alle estremità di elementi bidimensionali è possibile inserire svincolamenti con cerniere parziali del momento flettente avente come asse il bordo dell'elemento.- Il calcolo degli effetti del sisma è condotto, a scelta dell'utente, con analisi statica lineare, con analisi dinamica modale o con analisi statica non lineare, in

accordo alle varie normative adottate. Le masse, nel caso di impalcati dichiarati rigidi sono concentrate nei nodi principali di piano altrimenti vengono considerate diffuse nei nodi giacenti sull'impalcato stesso. Nel caso di analisi sismica vengono anche controllati gli spostamenti di interpiano.

Verifiche delle membrature in cemento armato.

Nel caso più generale le verifiche degli elementi in c.a. possono essere condotte col metodo delle tensioni ammissibili (D.M. 14-1-92) o agli stati limite in accordo al D.M. 09-01-96, al D.M. 14-01-08, al D.M. 17-01-18 o secondo Eurocodice 2. Le travi sono progettate e verificate a flessione retta e taglio; a richiesta è possibile la verifica per le sei componenti della sollecitazione. I pilastri ed i pali sono verificati per le sei componenti della sollecitazione. Per gli elementi bidimensionali giacenti in un medesimo piano è disponibile la modalità di verifica che consente di analizzare lo stato di verifica nei singoli nodi degli elementi. Nelle verifiche (a presso flessione e punzonamento) è ammessa la introduzione dei momenti di calcolo modificati in base alle direttive dell'EC2, Appendice A.2.8. I plinti superficiali sono verificati assumendo lo schema statico di mensole con incastri posti a filo o in asse pilastro. Gli ancoraggi delle armature delle membrature in c.a. sono calcolati sulla base della effettiva tensione normale che ogni barra assume nella sezione di verifica distinguendo le zone di ancoraggio in zone di buona o cattiva aderenza. In particolare il programma valuta la tensione normale che ciascuna barra può assumere in una sezione sviluppando l'aderenza sulla superficie cilindrica posta a sinistra o a destra della sezione considerata; se in una sezione una barra assume per effetto dell'aderenza una tensione normale minore di quella ammissibile, il suo contributo all'area complessiva viene ridotto dal programma nel rapporto tra la tensione normale che la barra può assumere per effetto dell'aderenza e quella ammissibile. Le verifiche sono effettuate a partire dalle aree di acciaio equivalenti così calcolate che vengono evidenziate in relazione. A seguito di analisi inelastiche eseguite in accordo a OPCM 3431 o D.M. 14-01-08, al D.M. 17-01-18 vengono condotte verifiche di resistenza per i meccanismi fragili (nodi e taglio) e verifiche di deformabilità per i meccanismi duttili.

Verifiche delle membrature in legno

Le verifiche delle aste in legno possono essere condotte con il metodo alle tensioni ammissibili nello spirito delle DIN 1052 o con il metodo agli stati limiti secondo D.M. 14-01-08, al D.M. 17-01-18 o Eurocodice 5.

DATI DI DEFINIZIONE

Metodo di analisi	D.M. 14-01-08 (N.T.C.)
Tipo di costruzione	2
Vn	50
Classe d'uso	IV
Vr	100
Tipo di analisi	Lineare dinamica
Località	Torino, Condove;
	Latitudine ED50 45,1183° (45° 7' 6")
	Longitudine ED50 7,3087° (7° 18' 31")
	Altitudine s.l.m. 392,24 m.
Zona sismica	Zona 3
Categoria del suolo	C - sabbie ed argille medie
Categoria topografica	T1
Ss orizzontale SLO	1.5
Tb orizzontale SLO	0.129 [s]
Tc orizzontale SLO	0.388 [s]
Td orizzontale SLO	1.805 [s]
Ss orizzontale SLD	1.5
Tb orizzontale SLD	0.135 [s]
Tc orizzontale SLD	0.404 [s]
Td orizzontale SLD	1.862 [s]
Ss orizzontale SLV	1.47
Tb orizzontale SLV	0.145 [s]
Tc orizzontale SLV	0.436 [s]
Td orizzontale SLV	2.219 [s]
St	1
PVr SLO (%)	81
Tr SLO	60.21
Ag/g SLO	0.0513
Fo SLO	2.454
Tc* SLO	0.227
PVr SLD (%)	63
Tr SLD	101
Ag/g SLD	0.0654
Fo SLD	2.462
Tc* SLD	0.24
PVr SLV (%)	10
Tr SLV	949.12
Ag/g SLV	0.1548
Fo SLV	2.481
Tc* SLV	0.27
Smorzamento viscoso (%)	5
Classe di duttilità	CD "B"
Rotazione del sisma	0 [deg]
Quota dello '0' sismico	0 [cm]
Regolarità in pianta	No
Regolarità in elevazione	No
Edificio C.A.	Si
Tipologia C.A.	Strutture a pendolo inverso q0=1.5
Edificio esistente	No

C1	0.05	
T1	0.172	[s]
Lambda SLO	1	
Lambda SLD	1	
Lambda SLV	1	
Numero modi	13	
Metodo di Ritz	applicato	
Torsione accidentale semplificata	No	
Torsione accidentale per piani (livelli e falde) flessibili	No	
Eccentricità X (per sisma Y) livello "Fondazioni"	0	[cm]
Eccentricità Y (per sisma X) livello "Fondazioni"	0	[cm]
Eccentricità X (per sisma Y) livello "Piano terreno"	219.9	[cm]
Eccentricità Y (per sisma X) livello "Piano terreno"	174	[cm]
Eccentricità X (per sisma Y) livello "Piano sottotetto"	160	[cm]
Eccentricità Y (per sisma X) livello "Piano sottotetto"	127.4	[cm]
Limite spostamenti interpiano	0.005	
Moltiplicatore sisma X per combinazioni di default	1	
Moltiplicatore sisma Y per combinazioni di default	1	
Fattore di struttura per sisma X	1.2	
Fattore di struttura per sisma Y	1.2	
Fattore di struttura per sisma Z	1.5	
Applica 1% (§ 3.1.1)	No	
Coefficiente di sicurezza portanza fondazioni superficiali	2.3	
Coefficiente di sicurezza scorrimento fondazioni superficiali	1.1	
Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali infissi, punta	1.15	
Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali infissi, laterale compressione	1.15	
Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali infissi, laterale trazione	1.25	
Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali trivellati, punta	1.35	
Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali trivellati, laterale compressione	1.15	
Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali trivellati, laterale trazione	1.25	
Coefficiente di sicurezza portanza verticale micropali, punta	1.35	
Coefficiente di sicurezza portanza verticale micropali, laterale compressione	1.15	
Coefficiente di sicurezza portanza		

verticale micropali, laterale trazione	1.25
Coefficiente di sicurezza portanza trasversale pali	1.3
Fattore di correlazione resistenza caratteristica dei pali in base alle verticali indagate	

Condove, lì 05 giugno 2018.

Il Progettista delle strutture:

RELAZIONE SULLE FONDAZIONI
DECRETO MINISTERO INFRASTRUTTURE 14 GENNAIO 2008

1. PREMESSA

Il Comune di Condove risulta essere in zona sismica di 3a categoria.

Normativa di riferimento: Decreto Ministero Infrastrutture 14 Gennaio 2008: "Nuove norme tecniche per le costruzioni" (NTC 2008).

Per la determinazione delle caratteristiche delle opere si rinvia alla documentazione tecnica progettuale. Per la RELAZIONE GEOLOGICO-TECNICA redatta dal dott. geol. Stefania Goffi si rimanda alla stessa depositata presso l'Ufficio Tecnico Comunale.

2. SCELTA DEL TIPO D'OPERA

Per le dimensioni della struttura e per la posizione della falda acquifera, la soluzione a platea in cemento armato risulta sia dal punto di vista funzionale che economico come la migliore. I carichi sul terreno, di per se bassi vengono ben ripartiti e quindi la soluzione è compatibile anche con terreni con caratteristiche di portanza non elevate.

3. INDAGINI

Si riporta quanto indicato in relazione geologica della dott. Stefania Goffi.

I dati riguardanti il sottosuolo, fino alla profondità significativa nei confronti delle opere in progetto, sono stati ricavati a seguito della realizzazione di indagini in sito e nelle immediate vicinanze del sito di intervento, in ambiente geologicamente analogo.

Le indagini in sito sono consistite in:

- n. 1 indagine geofisica di tipo sismico (MASW – Multichannel Analysis of Surface Waves) (cfr. Allegato). Scopo di tale indagine è definire il parametro Vs30 per la classificazione sismica dei suoli.

Le indagini nelle vicinanze sono consistite in n. 2 pozzetti esplorativi, spinti fino ad

una profondità di circa 3 m dal piano campagna.

Sulla base dell'analisi del profilo di velocità delle onde sismiche della prova MASW, realizzata nell'area di intervento, si può definire il contesto geotecnico esaminato come suolo di classe sismica "C" (Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o di terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s).

I pozzetti esplorativi, realizzati nelle vicinanze, hanno permesso di rilevare la presenza, nei primi 3 m di profondità, di depositi prevalentemente sabbiosi, debolmente limosi, talora con ghiaia. Con l'esecuzione dei pozzetti esplorativi non è stata rilevata la presenza della falda acquifera. Sulla base dell'assetto morfologico dell'area si può comunque ipotizzare la presenza della falda acquifera ad una profondità dal p.c. pari a circa 3,5 m.

4. Definizione del modello di terreno

Sulla base dei rilievi e delle indagini effettuate è possibile definire con sufficiente certezza il modello del terreno nell'ambito significativo comprendente l'area su cui insistono le opere in progetto.

La stratigrafia locale risulta caratterizzata come segue:

Unità litologica	Descrizione	Profondità base
A	Coltre di terreno vegetale limoso sabbioso, misto a terreno di riporto, scarsamente addensato e con mediocri caratteristiche	~ 1 m dal p.c.
B	Sabbia, debolmente limosa, talora con ghiaia, con rigidità molto bassa	~ 10.6 m dal p.c.

C	Depositi da poco a mediamente addensati costituiti da sabbia ghiaiosa con limo	~ 30 m dal p.c.
---	--	-----------------

La profondità del tetto del substrato roccioso non è nota, ma è sicuramente superiore a 30 m dal p.c..

5. Modalità costruttive

Le fondazioni poggeranno a 3.30m dal piano campagna.

Si richiedono alcuni accorgimenti tecnici in fase di costruzione, la cui applicazione dovrebbe minimizzare infiltrazioni legate al ruscellamento delle acque superficiali e meteoriche:

- realizzazione di semplici opere di canalizzazione e di drenaggio estese a tutto il perimetro dell'opera, data la modesta permeabilità del terreno in superficie, al fine di garantire la stabilità dei terreni di fondazione e di consentire lo smaltimento delle acque percolanti;
- sistemazione delle pareti di scavo durante i lavori al fine di prevenire l'innescio di possibili smottamenti specialmente in occasione di fenomeni meteorici abbondanti;
- verifiche dell'omogeneità delle caratteristiche geomeccaniche dei terreni su cui poggeranno le fondazioni in fase di scavo per evitare eventuali cedimenti differenziali;

Si richiede inoltre uno strato di magrone di spessore pari a 10 cm a protezione delle armature delle fondazioni.

Non è richiesta alcuna altra indicazione al di fuori della comune pratica esecutiva.

6. Piani di controllo e di monitoraggio

Non necessari per la tipologia di fondazione prevista.

7. Caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione

Nella seguente tabella vengono riassunti i parametri geotecnici medi riferiti alle singole unità litologiche interessate dalle fondazioni del fabbricato in progetto:

Unità Litologica	Parametri Geotecnici Medi			
	Φ (°)	Dr (%)	c (daN/cm ²)	γ (kN/m ³)
B	30	30	0	1.8
C	32	50	0	19

8. Categorie di sottosuolo

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> 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 (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> 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 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti

	sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).
--	---

Categorie aggiuntive di sottosuolo

Categoria	Descrizione
S1	Depositi di terreni caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 100 m/s (ovvero $10 < c_{u,30} < 20$ kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche.
S2	Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.

I terreni presenti non rientrano nelle categorie aggiuntive S1 ed S2, e non comportano pericoli di liquefazione.

Con riferimento alla tabella che segue, la categoria topografica corrispondente all'area in esame risulta la T1, essendo la zona di intervento morfologicamente pianeggiante.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

9. Rischio sismico

Con l'entrata in vigore delle Norme Tecniche delle Costruzioni (NTC), di cui al D.M. 14 gennaio 2008, l'azione sismica sulle costruzioni è valutata a partire da una "pericolosità sismica di base" in condizioni ideali di sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale. L'azione sismica così individuata viene successivamente variata, secondo le indicazioni fornite dalle NTC, per tener conto delle effettive condizioni stratigrafiche e morfologiche locali.

Allo stato attuale la pericolosità sismica di base su reticolo di riferimento è fornita dai dati pubblicati sul sito <http://esse1.mi.ingv.it/>.

Le forme spettrali previste dalle NTC sono definite, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione di tre parametri:

- **a_g** : accelerazione orizzontale massima del terreno;
- **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.

Le forme spettrali previste dalle NTC sono caratterizzate da predefinite probabilità di superamento e vita di riferimento.

A tal fine occorre fissare:

- la vita di riferimento VR della costruzione,
- le probabilità di superamento nella vita di riferimento PVR associate a ciascuno degli stati limite considerati, per individuare, a partire dai dati di pericolosità sismica disponibili, le corrispondenti azioni sismiche.

Per il calcolo dell'accelerazione massima riferita al sito specifico e degli altri parametri occorre tener conto della categoria del suolo e della categoria topografica dell'area. Con riferimento alla tabella che segue, si è adottata la categoria di sottosuolo C in considerazione delle caratteristiche geotecniche per il terreno in esame.

I risultati sono tabulati nella relazione Tecnico-strutturale alla voce Dati di Definizione.

Inoltre, sulla base dei dati dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia relativi alla "Disaggregazione del valore di $a(g)$ con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni", si può affermare che per il **Comune di Condove** il valore di Magnitudo Media sia pari a **4,820**. Pertanto, facendo uso dei criteri delineati dalla recente normativa per le costruzioni in ambito sismico, D.M. 14 gennaio 2008, dove vengono specificati al punto 7.11.3.4.2, le circostanze che permettono l'esclusione delle verifiche della liquefazione, si può affermare che:

- essendo verificata la condizione di "eventi sismici attesi di magnitudo M inferiore a 5" non si debba procedere alla verifica a liquefazione per il sito in esame.

Condove, lì 05 giugno 2018.

Il Progettista delle strutture

Il Direttore dei Lavori

PIANO DI MANUTENZIONE

CAP. 10 – PAR. 10.18

NORMATIVA DI RIFERIMENTO:

Decreto Ministero delle Infrastrutture: 24 Gennaio 2008:
"Norme Tecniche per le Costruzioni"

Il piano di manutenzione delle strutture é il documento complementare al progetto strutturale che ne prevede, pianifica e programma, l'attività di manutenzione dell'intervento al fine di mantenere nel tempo la funzionalità, le caratteristiche di qualità, l'efficienza ed il valore economico.

Esso è costituito da:

- Manuale d'uso
- Manuale di manutenzione
- Programma di manutenzione delle strutture

MANUALE D'USO

Ai fini del corretto utilizzo delle strutture dovranno essere rispettate le seguenti indicazioni:

- Si dovrà evitare il posizionamento di sovraccarichi concentrati o distribuiti superiori a quelli previsti dal progetto (permanenti e variabili).
- Non dovranno essere accatastate sostanze corrosive in prossimità degli elementi in c.a.
- Si dovrà garantire il funzionamento delle opere di canalizzazione e di drenaggio, a monte e sotto i fabbricati al fine di non compromettere la stabilità dei terreni di fondazione e di consentire lo smaltimento delle acque percolanti e meteoriche.

Ai fini del corretto utilizzo della copertura dovranno essere rispettate le seguenti indicazioni:

- Si dovrà evitare il posizionamento di sovraccarichi concentrati o distribuiti sul tetto superiori a quello previsto da progetto (permanente più neve);
- Dovranno essere evitati ristagni nelle gronde per evitare versamenti sotto il manto di copertura.
- Non dovranno essere accatastate sostanze corrosive in prossimità delle piastre in acciaio.

MANUALE DI MANUTENZIONE E PROGRAMMA DI MANUTENZIONE

1 – OPERE STRUTTURALI IN LEGNO, IN ACCIAIO E IN C.A.

CONTROLLI	PERIODICITA' CONTROLLI	RISORSE NECESSARIE	ADDETTO AL CONTROLLO
CONTROLLO VISIVO DEI COLLEGAMENTI INBULLONATI	OGNI ANNO	NESSUNA	UTENTE
CONTROLLO VISIVO DEL COPRIFERRO DELLE OPERE IN C.A.	OGNI CINQUE ANNI	NESSUNA	UTENTE
CONTROLLO VISIVO DELLA VERNICE PROTETTIVA DELL'ACCIAIO	OGNI ANNO	NESSUNA	UTENTE
CONTROLLO VISIVO DELLA VERNICE PROTETTIVA DEL LEGNO	OGNI TRE ANNI	NESSUNA	UTENTE
RITOCCHI DELLA VERNICIATURA PROTETTIVA DELL'ACCIAIO	QUANDO NECESSARIO	VERNICI ANTIRUGGINE E PRODOTTI SPECIFICI PER LA PROTEZIONE – ATTREZZATURE ED APPRESTAMENTI PER LA SICUREZZA (VEDI FASCICOLO TECNICO)	DITTA SPECIALIZZATA
RITOCCHI DELLA VERNICIATURA PROTETTIVA DEL LEGNO	QUANDO NECESSARIO	IMPREGNANTI PER LEGNO E PRODOTTI SPECIFICI PER LA PROTEZIONE – ATTREZZATURE ED APPRESTAMENTI PER LA SICUREZZA	DITTA SPECIALIZZATA
RIPRISTINO DEL CLS AMMALORATO	QUANDO NECESSARIO	MALTE PER RIPRISTINO CLS O RICOSTRUZIONE COPRIFERRO E PRODOTTI SPECIFICI PER LA PROTEZIONE – ATTREZZATURE ED APPRESTAMENTI PER LA SICUREZZA	DITTA SPECIALIZZATA
CONTROLLO VISIVO DEGLI ELEMENTI DI IMPERMEABILIZZAZIONE DELLE OPERE IN C.A.	OGNI CINQUE ANNI	NESSUNA	UTENTE

RIPRISTINO DEGLI ELEMENTI DI IMPERMEABILIZZAZIONE DELLE OPERE IN C.A.	QUANDO NECESSARIO	MATERIALI IMPERMEABILIZZANTI PER IL RIPRISTINO DELLA FUNZIONALITA' ORIGINALE DEGLI ELEMENTI	DITTA SPECIALIZZATA
---	-------------------	---	---------------------

Condove, lì 05 giugno 2018.

Il Progettista delle strutture

Il Direttore dei Lavori