

**Proposta di realizzazione di un Comparto Produttivo Agroalimentare tra Emilia Wine s.c.a. e PreGel s.p.a.
mediante Accordo di Programma in variante alla pianificazione territoriale ed urbanistica
ai sensi degli artt. 59 e 60 della L.R. 24 / 2017
In via 11 settembre 2001, Arceto di Scandiano (RE)**

PROGETTO DEFINITIVO

Proponenti:

Lares Srl

via E. Comparoni, 64 - 42122 Gavasseto, Reggio Emilia

Lares S.r.l.
Sede Legale: Via Comparoni n. 64
42122 REGGIO EMILIA
Indirizzo Postale: C.P. 10 SUCC. 2
42121 REGGIO EMILIA
Cod. Fisc. e Part. I.V.A. 01819430358

PreGel Spa

via E. Comparoni, 64 - 42122 Gavasseto, Reggio Emilia

PreGel
Your passion. Our ingredients.

PreGel s.p.a.
PO BOX 10 SUCC. 2 - 42121 REGGIO EMILIA
Via Comparoni n. 64 - GAVASSETO
42122 REGGIO EMILIA (Italy)
Cod. Fisc./Part. I.V.A. 01133190353

Emilia Wine Sca

via 11 Settembre 2001, 3 - 42019 Arceto di Scandiano (RE)

EMILIA WINE®
SOCIETÀ COOPERATIVA AGRICOLA

Emilia Wine s.c.a.
Via 11 Settembre 2001, 3 - 42019 Arceto di Scandiano (RE) - ITALY
Tel. 0522.60910 - Fax 0522.60907
P.Ig. Imp. (RE) - C.F. - Part. I.V.A. 01210352-REA/CCHIA/RE 40078

Progetto urbanistico, architettonico, infrastrutturale e coordinamento generale:

Andrea Oliva architetto

via L. Ariosto 17 - 42121 Reggio Emilia
tel 0522 1713846 - info@cittaarchitettura.it
Ing. Giacomo Fabbri, arch. Luca Paroli,
arch. Luca Paroli, arch. Marfella Sollani

Progetto Strutturale:

Studio Tecnico Associato Abaton

viale Martiri della Libertà 16 - 42019 Scandiano (RE)
ing. Sergio Spallanzani

Progetto Impianti Elettrici e Speciali:

Eta Studio Srl

via F. Cassoli 12 - 42123 Reggio Emilia
p.l. Fabrizio Costoli, p.l. Claudio Villa

Progetto Impianti Meccanici e Idrici antincendio:

MBI Energie Srl

via degli Artigiani 27 - 42019 Scandiano (RE)
ing. Federico Mattioli

Progetto Prevenzione Incendi, Sicurezza in fase di

Progettazione e Rapporto Ambientale VAS:

SIL engineering Srl

via Aristotele 4 - 42122 Reggio Emilia
PREV. INCENDI: p.l. Massimo Sambuchi, Ing. Andrea Prampolini
SICUREZZA: p.l. Massimo Sambuchi
AMBIENTE: dott. Manuela Salsi

- UR PROGETTO URBANISTICO
- AR PROGETTO ARCHITETTONICO
- IN PROGETTO INFRASTRUTTURALE
- ST PROGETTO STRUTTURALE
- IE PROGETTO IMPIANTI ELETTRICI E SPECIALI
- IM PROGETTO IMPIANTI MECCANICI
- IA PROGETTO IMPIANTI IDRICI ANTINCENDIO
- VF PROGETTO PREVENZIONE INCENDI
- SIC PROGETTO SICUREZZA
- VAS RAPPORTO AMBIENTALE VAS

**oggetto: RELAZIONE TECNICA nr. 3 PER LA RIDUZIONE DEL RISCHIO SISMICO
PREGEL GUARDIOLA**

scala:

revisione:

data: Settembre 2018

ST.SP.03



Estremi del committente e dei progettisti dell'intervento

Committenti : PREGEL S.p.a. con sede località Gavasseto
in via Comparoni nr. 64 Reggio Emilia

Progettista architettonico dell'opera:

Arch. ANDREA OLIVA					
residente nel comune di			Vezzano (RE)	C.A.P.	42019
Località	Montalto	Via	Bettola	n.	6
telefono	0522 – 1713846	fax	0522 – 171386		
iscritto all'Ordine	Degli Architetti	della Provincia di	Reggio Emilia	al n.	365
Email			Info@cittaarchitettura.it		

Progettista e Direttore dei lavori strutturale:

ING. SPALLANZANI SERGIO					
residente nel comune di			Scandiano (RE)	C.A.P.	42019
Località		Via	Martiri della Libertà	n.	16
telefono	0522 – 855598	fax	0522 – 984617		
iscritto all'Albo	degli Ingegneri	della Provincia di	Reggio Emilia	al n.	687
Email			Studio.abaton@tin.it		

Direttore dei lavori architettonico:

Arch. ANDREA OLIVA					
residente nel comune di			Vezzano (RE)	C.A.P.	42019
Località	Montalto	Via	Bettola	n.	6
telefono	0522 – 1713846	fax	0522 – 171386		
iscritto all'Ordine	Degli Architetti	della Provincia di	Reggio Emilia	al n.	365
Email			Info@cittaarchitettura.it		

1 Individuazione del sito in cui sorgerà l'opera e descrizione del fabbricato

L'intervento oggetto della presente richiesta di Permesso di Costruire è un fabbricato che si sviluppa solo al piano terreno destinato ad uso **Guardiola** posto all'ingresso del **Comparto Agroalimentare** da realizzarsi nel Comune di **Scandiano in località Arceto via 11 Settembre 2001** su di un'area pianeggiante posta a sud della **cantina EMILIA WINE** individuata all'Agenzia del Territorio di Reggio Emilia sezione Catasto Fabbricati del Comune di Scandiano al foglio 8 mappale 524 e al foglio 14 mappale 644 di proprietà della ditta **LARES S.r.l.**

Il fabbricato sarà realizzato **con struttura portante in c.a.** di tipo tradizionale realizzata in opera nel rispetto del **decreto del 17 gennaio 2018 aggiornamento delle "Norme Tecniche per le Costruzioni"**.

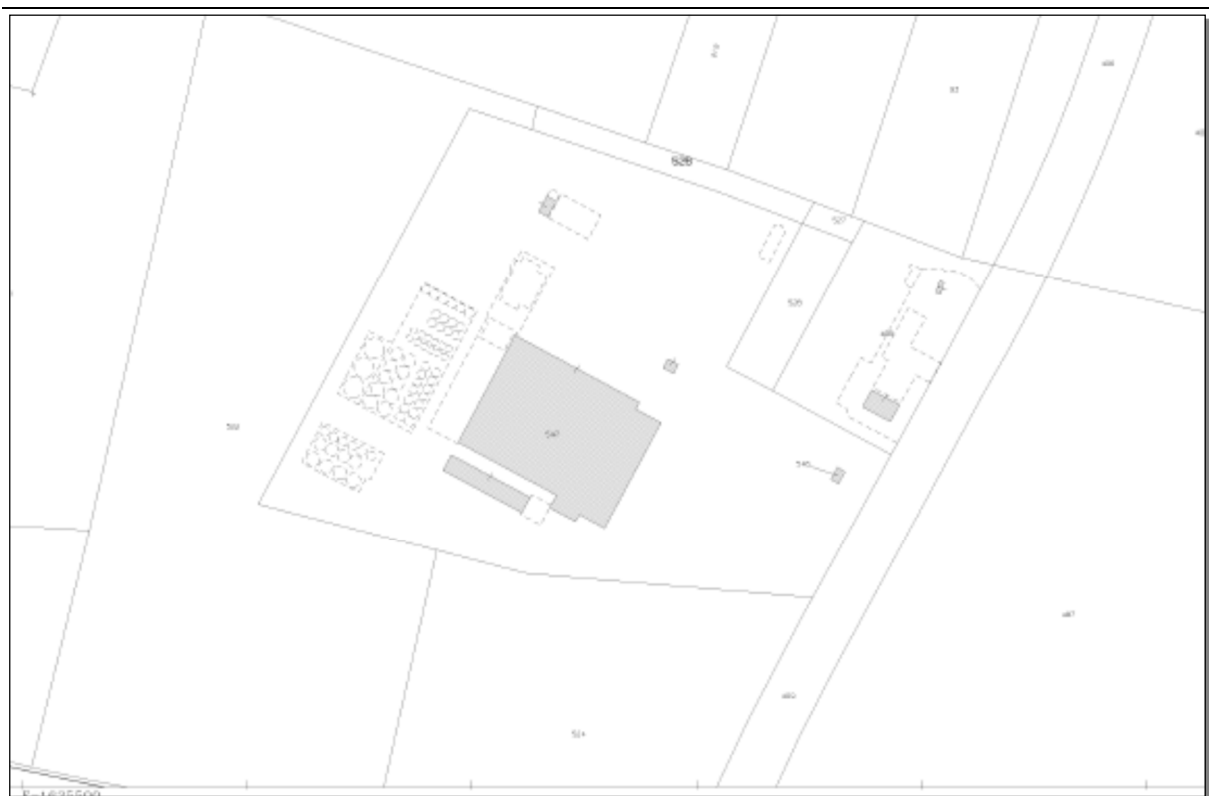


Figura 1.a: Estratto di mappa relativo al foglio 8 mappale 524



Figura 1.b: Estratto di mappa relativo al foglio 14 mappale 643.

1.1 Descrizione del fabbricato ad uso GUARDIOLA

Il fabbricato in oggetto è costituito da una palazzina costituita dal solo piano terreno da realizzare con struttura in c.a. in opera delle dimensioni massime planimetriche di mt. 25,10 x 9,20 circa e dell'altezza di mt. 3,50.

All'interno del fabbricato sono presenti dei locali tecnici, dei servizi e locali di ristoro per i camionisti parcheggiati nell'adiacente parcheggio in attesa del carico dei prodotti della Pregel e la sala di controllo dell'intero intervento.

Da un punto di vista strutturale l'edificio sarà costituito:

- a) Fondazioni in cls del tipo a trave rovescia della larghezza di cm 60 circa ed altezza complessiva di cm 90 (40 di ciabatta e 50 della nervatura) da posizionarsi ad una profondità minima rispetto all'attuale piano di campagna di 1 mt.;
- b) Parte in elevazione costituita da una struttura intelaiata di cls armato costituita da pilastri della dimensione di cm 25 x 40 e travi in c.a.;
- c) Travi in c.a. perimetrali del tipo ribassato di cm 25 x 45 e travi interne in spessore di solaio delle dimensioni di cm 49 x 28 circa;
- c) Copertura di tipo piano realizzata in solaio laterocementizio dello spessore di cm 24+4 di soletta collaborante.
- d) Tamponamenti fra i pilastri realizzato con muratura in poroton leggero tipo P600 dello spessore di cm 25 e rivestimento esterno del tipo a cappotto sarà dello spessore di cm 15.

2) Caratteristiche del terreno e pianificazione delle indagini geognostiche.

I dati utilizzati per il dimensionamento di massima delle strutture di fondazione sono stati desunti dall'indagine geologica svolta dal **dott. Fausto Campioli** e dal dott. **Mario Mambrini** dello studio **GeoLog** che ha provveduto ad eseguire nell'area interessata delle prove **penetrometriche statiche nonché una prospezione geofisica (MASW)**.

Sulla base dei dati ottenuti è stata redatta una indagine geologica, sismica e di prima caratterizzazione geomeccanica.

Va inoltre precisato che si è provveduto anche alla realizzazione di un **sondaggio a rotazione** che si è spinto sino alla profondità di 30 mt. con prelievi di campioni, che sono stati inviati al laboratorio di analisi per eseguire tutte quelle prove che ci permetteranno di avere informazioni più precise per il calcolo definitivo delle fondazioni.

Per quanto riguarda la stratigrafia la relazione riporta le seguenti informazioni:

Dalle prove può essere tratto il quadro litologico generale, vale a dire:

- banco A, da 0 a 8 m: terre soprattutto coesive (argille, limi) con banchi sovraconsolidati per essiccamento distribuiti in modo discontinuo soprattutto nel sedime del magazzino automatizzato;
- banco B, da 8 a 12 m: terre prevalentemente incoerenti (ghiaie con orizzonti sabbiosi e limosi); al di fuori del magazzino automatizzato, il banco giunge a 14 m, mentre è del tutto assente nello spigolo indagato da CPT 8 e 9;
- banco C, da 12 a 20 m: terre soprattutto coesive (argille, limi) con orizzonti leggermente sovraconsolidati;
- banco D, da 20 m alle massime profondità raggiunte per il sopraggiungere del limite strumentale: terre incoerenti (ghiaie e sabbie) con saltuari approfondimenti del banco superiore.

La tavola d'acqua soggiace circa 5 m alla superficie; evidentemente si tratta di una falda semiconfinata nel banco B per effetto del banco A a ridotta permeabilità.

3) Prime ipotesi relative alla tipologia del sistema di fondazioni adottato

L'edificio è collocato in una zona pianeggiante al fine di garantire una buona trasmissione dei carichi al terreno, si prevede di realizzare delle fondazioni continue in c.a. del tipo a trave rovescia come indicato negli schemi di seguito riportati e posizionate ad una profondità minima dal piano di campagna di 1,00 mt.

4) Azioni permanenti strutturali e non strutturali e carichi variabili

Per la determinazione dei pesi propri strutturali dei più comuni materiali possono essere assunti i valori dei pesi dell'unità di volume riportati nella Tab. 3.1.2 dell'aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 17/01/2018. Per quanto non diversamente specificato nel D.M. 17/01/2018, si sono prese come riferimento le indicazioni contenute nella norma UNI EN 1991-1-1:2004 Parte 1-1: Azioni in generale - Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi.

Oltre a pesi propri degli elementi strutturali sono stati considerati i carichi permanenti non strutturali, quali quelli relativi a tamponature esterne, divisori interni, massetti, isolamenti, pavimenti e rivestimenti del piano di calpestio, intonaci, controsoffitti, impianti ed altro, valutati sulla base delle dimensioni effettive delle opere e dei pesi dell'unità di volume dei materiali costituenti

4.1 Carichi delle strutture

Per quanto riguarda i carichi delle murature:

MURO ESTERNO DI TAMPONAMENTO

- Isolamento a cappotto delle spessore di cm 15 + intonachino di finitura	=	20 kg/m ²
- Muratura in poroton leggero Tipo P600 spessore cm 25	=	230 kg/m ²
- lintonaco civile interno	=	30 kg/m ²
<hr/>		
Totale permanenti non strutturali G₂	=	280 kg/m²

Per quanto riguarda i carichi degli orizzontamenti:

SOLAIO IN LATEROCEMENTO H= 24+4 RELATIVO ALLA COPERTURA PIANA

- solaio laterocementizio H = 24 + 4 di soletta armata collaborante	=	310 kg/m ²
<hr/>		
Totale permanenti strutturali G₁	=	310 kg/m²
- guaine bituminose	=	5 kg/m ²
- masseto delle pendenze spessore medio cm 6	=	120 kg/m ²
- Isolamento termico in polistirene dello spessore di 25 cm	=	5 kg/m ²
- Intonaco interno	=	30 kg/m ²
<hr/>		
Totale carichi permanenti non strutturali G₂	=	470 kg/m²
- Sovraccarico variabile (Neve)	=	120 kg/m²
<hr/>		
Totale carichi permanenti + variabili	=	590 kg/m²

4.2 Carico variabile dovuto alla neve

Il carico della neve gravante sulle coperture sarà valutato mediante la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_e \cdot C_t$$

dove:

q_{sk} : è il valore caratteristico di riferimento del carico di neve al suolo per un periodo di ritorno di 200 anni;

μ_i : è il coefficiente di forma della copertura;

C_e : è il coefficiente di esposizione;

C_t : è il coefficiente termico;

Il carico da neve al suolo per la zona in esame (Zona I – Mediterranea, Reggio Emilia, con altitudine inferiore a 200 m s.l.m.) può essere assunto pari a 150 kg/m^2 .

Il coefficiente di esposizione viene assunto pari ad 1, in quanto la costruzione non presenta una significativa rimozione di neve a causa del vento, del terreno, degli alberi o di altre costruzioni. Per quanto riguarda il coefficiente termico C_t , trovandoci in assenza di specifici documenti di studio, esso sarà assunto pari ad 1.

Inoltre, dovendo realizzare una copertura piana il coefficiente di forma μ_i è pari a 0.8.

Per il caso di carico da neve senza vento si deve considerare la condizione denominata Caso I riportata in Fig. 2, mentre per il caso di carico da neve con vento si deve considerare la peggiore tra le condizioni denominate Caso II e Caso III, sempre riportate in Fig. 2.

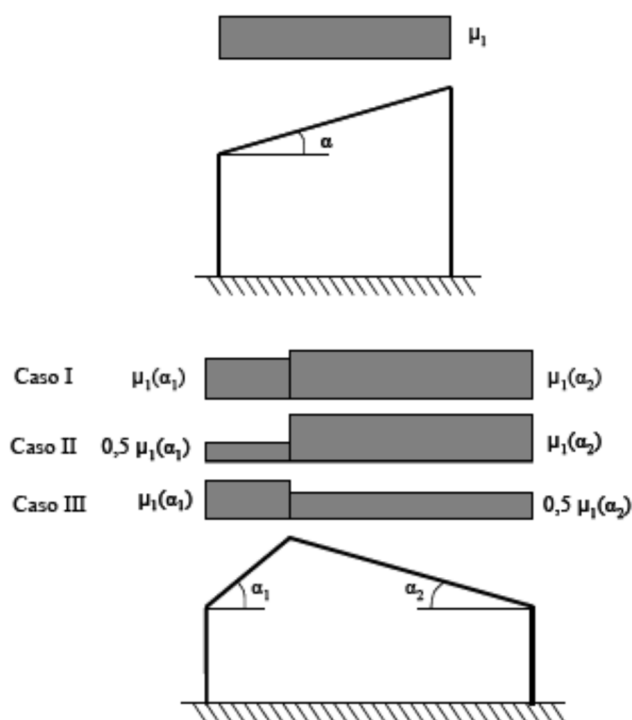


Figura 2: condizioni di carico per coperture ad una e due falde

Il carico da neve risultante per la condizione di carico I è quindi dato da a:

$$q_s = 0,8 \cdot 150 = 120 \text{ kg/m}^2$$

Per la condizione di carico II si considererà un carico differenziato per ciascuna delle due falde pari a:

$$q_{s1} = 0,8 \cdot 150 = 120 \text{ kg/m}^2$$

$$q_{s2} = 0,4 \cdot 150 = 60 \text{ kg/m}^2$$

5 Vita nominale, classe d'uso e periodo di riferimento

Al fine di determinare l'entità delle azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si deve definire il periodo di riferimento V_R su quale definire le varie probabilità di eccedenza P_{VR} .

5.1 Vita nominale

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. Nella tabella 3 vengono riportati i valori della vita nominale per i diversi tipi di opere, evidenziando la categoria in cui rientra l'opera oggetto della presente relazione di calcolo.

Tipo di costruzione		V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali – Strutture in fase costruttiva	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

Tabella 5.1.a: Vita nominale V_N per diversi tipi di opere

5.2 Classe d'uso

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

- **Classe I:** Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
- **Classe II:** Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
- **Classe III:** Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
- **Classe IV:** Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico.

Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Nel caso in esame, trattandosi della verifica di una abitazione si adotta una **classe d'uso** pari a II.

5.3 Periodo di riferimento

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

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato in Tab. 1.6.2.

Classe d'uso	I	II	III	IV
Coefficiente C_U	0.7	1.0	1.5	2.0

Tabella 5.3.a: Valori del coefficiente d'uso C_U

Per le verifiche oggetto della presente relazione si assume un valore di V_R pari a:

$$V_R = 50 \cdot 1 = 50 \text{ anni}$$

6 Definizione dell'azione sismica di riferimento

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

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

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

CATEGORIA DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

Come premesso, non si è in possesso dei dati derivanti da indagine geologica, quindi si può solo, allo stato attuale, prevedere per conoscenza del territorio comunale, che il profilo stratigrafico individuabile per il suolo di fondazione possa rientrare con ogni probabilità nella **Categoria C**

Per quanto riguarda le condizioni topografiche si può adottare la seguente classificazione

- *T1 Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media i minore di 15° . Si assume quindi coefficiente di amplificazione topografica $S_T=1.0$*

UBICAZIONE DEL SITO

Al fine di determinare i parametri fondamentali delle diverse forme spettrali risulta necessario anzitutto individuare la posizione geografica del sito in esame. Accedendo a GoogleMaps, noto il luogo della costruzione, si ricavano le coordinate geografiche:

Coordinate geografiche: - Latitudine: 44,61783

- Longitudine: 10.70944

Figura 6.a: individuazione delle coordinate geografiche del sito in esame

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

La determinazione dei parametri spettrali, qualora il punto individuato non coincida con un punto della griglia riportata nella Tabella 1 dell'allegato A al DM 17/01/2018, viene effettuata mediante interpolazioni dettate dalla norma, riportate sempre all'interno dell'allegato A.

6.1 Determinazione dei parametri spettrali e grafici dello spettro elastico

Una volta determinato il punto all'interno del reticolo di riferimento, mediante le coordinate geografiche, si ricava, per ciascuno stato limite e relativa probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R , il periodo di ritorno T_R del sisma. Si utilizza a tal fine la relazione:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})}$$

Qualora l'attuale pericolosità sismica su reticolo di riferimento non contempli il periodo di ritorno T_R corrispondente alla V_R e alla P_{VR} fissate, il valore del generico parametro ad esso corrispondente viene ricavato mediante l'espressione 2 dell'allegato A del DM 14/01/2008.

Di seguito si riportano tutti i parametri adottati per la costruzione dello spettro di risposta, secondo quanto prescritto al punto 3.2.3.2.1 del DM 17/01/2018.

Stato limite	P _{VR}	T _R	a _g /g	F _o	T [*] _C	S _s	C _c	T _B	T _c	T _D
SLO	81 %	30	0.051	2.474	0.251	1.500	1.657	0.139	0.416	1.800
SLD	63 %	50	0.063	2.492	0.265	1.500	1.629	0.143	0.43	1.857
SLV	10 %	475	0.162	2.367	0.289	1.468	1.584	0.152	0.456	2.249
SLC	5 %	975	0.205	2.379	0.305	1.406	1.562	0.156	0.469	2.42

Tabella 6.1.a: Valore dei parametri da utilizzare per il calcolo dello spettro di risposta nel caso di terreno di tipo C

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento che nel caso in esame viene assunto pari al 5%. Gli spettri di risposta elastici per i vari stati limite, sono definiti dalle espressioni seguenti e vengono rappresentati graficamente in fig. 1.7.1:

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \cdot \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \quad \text{per} \quad 0 \leq T < T_B$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \quad \text{per} \quad T_B \leq T < T_C$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \quad \text{per} \quad T_C \leq T < T_D$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right) \quad \text{per} \quad T_D \leq T$$

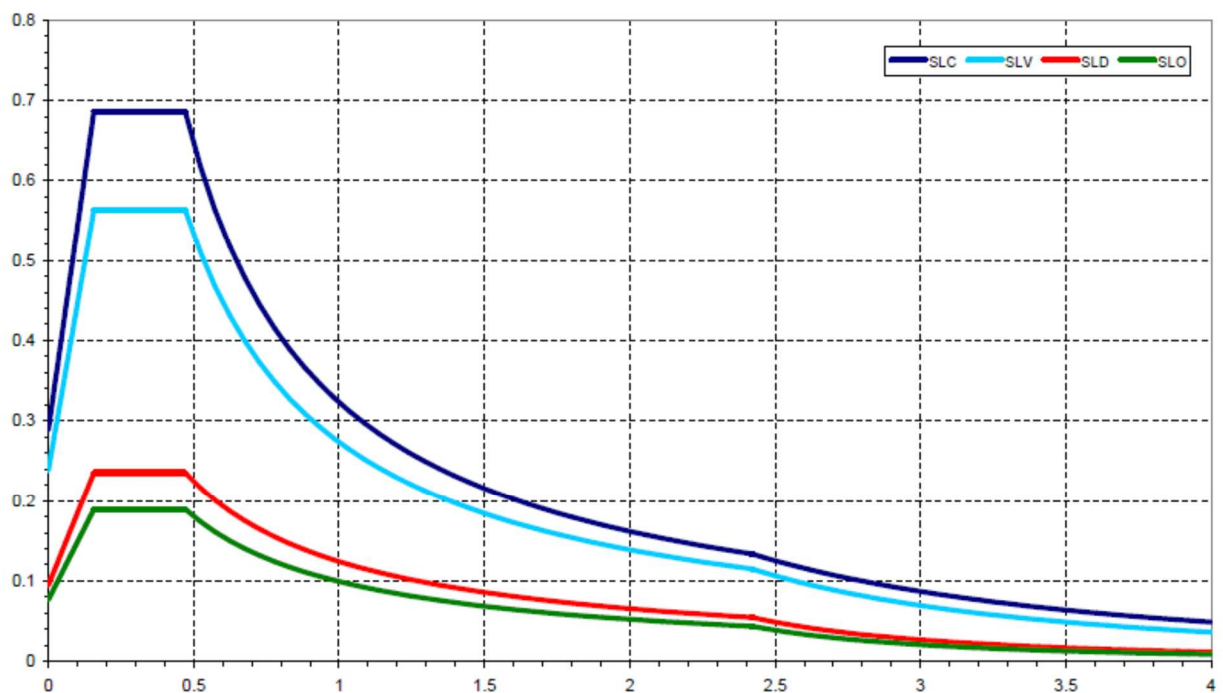


Figura 6.1.b: grafici dei diversi spettri di risposta elastici.

6.2 Determinazione dei fattori di struttura e degli spettri di risposta per gli SLU

Ai fini del progetto o della verifica delle strutture le capacità dissipative possono essere messe in conto attraverso una riduzione delle forze elastiche, che tiene conto in modo semplificato della capacità

dissipativa anelastica della struttura, della sua sovraresistenza, dell'incremento del suo periodo proprio a seguito delle plasticizzazioni. In tal caso, lo spettro di progetto $S_d(T)$ da utilizzare, sia per le componenti orizzontali, sia per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerata ordinate ridotte sostituendo, nelle formule viste in precedenza, η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura.

Il fattore di struttura da adottare per ciascuna direzione dell'azione sismica è dato dalla seguente espressione:

$$q = q_0 \cdot K_R$$

dove:

- q_0 è il valore massimo del fattore di struttura che dipende dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale e dal rapporto α_u/α_1 tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione;
- K_R è un fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza.

Nel caso in esame, essendo questa una struttura prefabbricata in c.a. e c.a.p. a telaio a più piani in classe di duttilità bassa e considerando l'edificio non regolare in altezza ed in pianta, il fattore di struttura è pari a:

$$q_0 = 3,0 \cdot \alpha_u / \alpha_1$$

$$\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1,1$$

$$K_R = 0,8$$

$$q = q_0 \cdot K_R =$$

$$q = 3,00 \cdot \frac{1 + 1,1}{2} \cdot 0,8 = 2,52$$

Gli spettri di progetto che conseguono dall'assunzione del fattore di struttura q sono definiti dalle espressioni seguenti ed vengono rappresentati graficamente in fig. 1.7.2:

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{1}{q} \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{q}{F_0} \cdot \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \quad \text{per} \quad 0 \leq T < T_B$$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{1}{q} \cdot F_0 \quad \text{per} \quad T_B \leq T < T_C$$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{1}{q} \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \quad \text{per} \quad T_C \leq T < T_D$$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{1}{q} \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right) \quad \text{per} \quad T_D \leq T$$

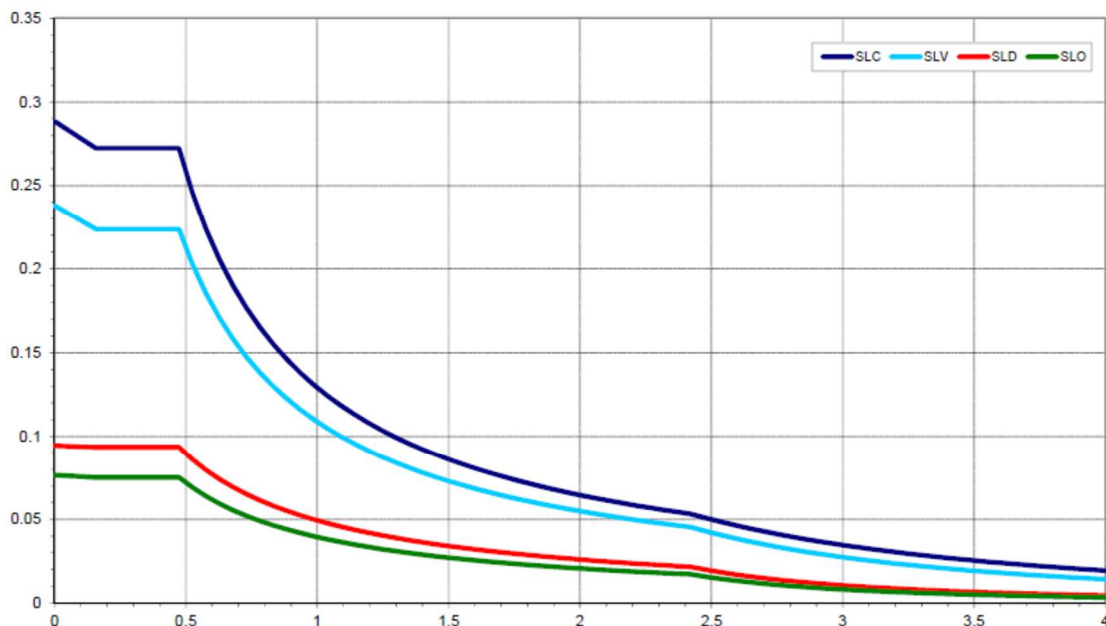


Figura 6.2.2.a: Grafici dei diversi spettri di progetto per gli stati limite ultimi della guardiola

7 Materiali utilizzati nelle strutture

7.1 Calcestruzzo

Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo armato ordinario o precompresso, esposte all'azione dell'ambiente, si devono adottare i provvedimenti atti a limitare gli effetti di degrado indotti dall'attacco chimico, fisico e derivante dalla corrosione delle armature e dai cicli di gelo e disgelo.

Per la definizione della classe di esposizione ambientale, si fa riferimento alla norma UNI EN 206-1:2006.

- Per sottofondazioni - Calcestruzzo classe C 12/15;
 - CEM I 32.5R o CEM II/A-L 32.5R
 - Classe di Resistenza C12/15
 - Slump S3

- Strutture di fondazione - Calcestruzzo classe C 25/30;
 - CEM II - 42.5R
 - Contenuto minimo di cemento 280 Kg/m³
 - Rapporto acqua-cemento massimo 0,6
 - Classe di Resistenza C25/30
 - Slump S4
 - Classe di esposizione XC2

- Strutture in elevazione: cordoli, travi, pilastri, solette, pareti interne - Calcestruzzo classe C 25/30;
 - CEM II - 42.5R
 - Contenuto minimo di cemento 300 Kg/m³
 - Rapporto acqua-cemento massimo 0,60
 - Classe di Resistenza C25/30
 - Slump S4
 - Classe di esposizione XF1

R_{ck}	f_{ck}	f_{cd}	f_{ctm}	f_{ctd}	f_{bd}	E_c	ν
300	249	141.1	25.58	11.94	26.86	312202	0.12

Tabella 1.3.1: valore dei parametri¹ utilizzati nel calcolo agli stati limite delle strutture in c.c.a. (kg/cm²)

parametri indicati in tabella sono stati calcolati attraverso le seguenti relazioni:

$$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} \qquad f_{cd} = \frac{0,85 \cdot f_{ck}}{1,5} \qquad f_{ctm} = 0,30 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}$$

$$f_{ctd} = \frac{0,7 \cdot f_{ctm}}{1,5} \qquad \tau_{Rd} = 0,25 \cdot f_{ctd} \qquad E_c = 22.000 \cdot ((f_{ck} + 8)/10)^{0,3}$$

Leganti:

Nelle opere oggetto delle presenti norme devono impiegarsi esclusivamente i leganti idraulici previsti dalle disposizioni vigenti in materia, dotati di certificato di conformità - rilasciato da un organismo europeo notificato - ad una norma armonizzata della serie UNI EN 197 ovvero ad uno specifico Benestare Tecnico Europeo (ETA), purché idonei all'impiego previsto nonché, per quanto non in contrasto, conformi alle prescrizioni di cui alla Legge 26/05/1965 n.595.

È escluso l'impiego di cementi alluminosi.

Qualora il calcestruzzo risulti esposto a condizioni ambientali chimicamente aggressive si devono utilizzare cementi per i quali siano prescritte, da norme armonizzate europee e fino alla disponibilità di esse, da norme nazionali, adeguate proprietà di resistenza ai solfati e/o al dilavamento o ad eventuali altre specifiche azioni aggressive.

Aggregati:

Sono idonei alla produzione di calcestruzzo per uso strutturale gli aggregati ottenuti dalla lavorazione di materiali naturali, artificiali, ovvero provenienti da processi di riciclo conformi alla norma europea armonizzata UNI EN 12620 e, per gli aggregati leggeri, alla norma europea armonizzata UNI EN 13055-1.

Il sistema di attestazione della conformità di tali aggregati, ai sensi del DPR n.246/93 è indicato nella seguente tabella contenuta nel DM 17/01/18.

Specificativa Tecnica Europea armonizzata di riferimento	Uso previsto	Sistema di Attestazione della Conformità
Aggregati per calcestruzzo UNI EN 12620 e UNI EN 13055-1	Calcestruzzo strutturale	2 +

È consentito l'uso di aggregati grossi provenienti da riciclo, secondo i limiti stabiliti dalla Norma di riferimento (D.M. 14.01.2008), a condizione che la miscela di calcestruzzo confezionata con aggregati riciclati, venga preliminarmente qualificata e documentata attraverso idonee prove di laboratorio.

A livello progettuale si fa riferimento alle norme UNI 8520-1:2005 e UNI 8520-2:2005 al fine di individuare i requisiti chimico-fisici, aggiuntivi rispetto a quelli fissati per gli aggregati naturali, che gli aggregati riciclati devono rispettare, in funzione della destinazione finale del calcestruzzo e delle sue proprietà prestazionali (meccaniche, di durabilità e pericolosità ambientale, ecc.), nonché quantità percentuali massime di impiego per gli aggregati di riciclo.

Conformità a Norma UNI 8520:2005 relativamente a:

- contenuto di solfati (8520 parte 11 ^)
- contenuto di cloruri (8520 parte 12 ^)
- equivalente di sabbia e valore di blu (8520 parte 15 ^)
- resistenza ai cicli di gelo e disgelo (8520 parte 20 ^)
- potenziale reattività agli alcali (8520 parte 22 ^)

Additivi:

Conformi alla norma UNI-EN 934-2.

Acqua di impasto:

Conformi alla norma UNI-EN 1008: 2003.

Composizione del getto:

Per la composizione del calcestruzzo si fa riferimento: UNI-ENV 13670-1:2001

La sabbia deve essere viva, con grani assortiti in grossezza da 0 a 3 mm, non proveniente da rocce in decomposizione, scricchiolante alla mano, pulita, priva di materie organiche, melmose, terrose e di salsedine.

La ghiaia deve contenere elementi assortiti, di dimensioni fino a 20 mm, resistenti e non gelivi, non friabili, scevri di sostanze estranee, terra e salsedine. Le ghiaie sporche vanno accuratamente lavate. Anche il pietrisco proveniente da rocce compatte, non gessose né gelive, dovrà essere privo di impurità od elementi in decomposizione.

In definitiva gli inerti dovranno essere lavati ed esenti da corpi terrosi ed organici, con dimensioni standard per ottenere un calcestruzzo compatto. Non sarà consentito assolutamente il misto di fiume. L'acqua da utilizzare per gli impasti dovrà essere potabile, priva di sali (cloruri e solfuri).

Potranno essere impiegati additivi fluidificanti o superfluidificanti per contenere il rapporto acqua/cemento mantenendo la lavorabilità necessaria.

Costipazione dei getti

Impiegare il vibratore a stilo o ad immersione ad alta frequenza. Compattare il calcestruzzo in modo da assicurare che un'eventuale carota estratta dal getto in opera presenti una massa volumica pari al 97% della massa volumica del calcestruzzo compattato a rifiuto prelevato per la preparazione dei provini cubici o cilindrici in corso d'opera.

Stagionatura

Stagionare ad umido le superfici del calcestruzzo per almeno 3 giorni dal getto con i metodi previsti dalla norma UNI 9858 al punto 10.6.2 (membrane antievaporanti, teli di plastica, acqua nebulizzata, ecc..).

Prescrizioni per il disarmo

Indicativamente si dovranno rispettare le seguenti prescrizioni:

- Pilastrati: 3 - 4 giorni;
- Solette modeste: 10 - 12 giorni;
- Travi, archi: 24 - 25 giorni;
- Mensole: 28 giorni.

Per ogni porzione di struttura comunque, non deve avvenire prima che le resistenze del conglomerato abbiano raggiunto il valore necessario all'impiego della struttura all'atto del disarmo e deve essere eseguito previa autorizzazione della direzioni lavori.

Provini da prelevarsi in cantiere

Il Direttore dei Lavori ha l'obbligo di eseguire controlli sistematici in corso d'opera per verificare la conformità delle caratteristiche del calcestruzzo messo in opera rispetto a quello stabilito dal progetto e sperimentalmente verificato in sede di valutazione preliminare.

Un prelievo consiste nel prelevare dagli impasti, al momento della posa in opera ed alla presenza del Direttore dei Lavori o di persona di sua fiducia, il calcestruzzo necessario per la confezione di un gruppo di due provini.

La media delle resistenze a compressione dei due provini di un prelievo rappresenta la "Resistenza di prelievo" che costituisce il valore mediante il quale vengono eseguiti i controlli del calcestruzzo.

Per la preparazione, la forma, le dimensioni e la stagionatura dei provini di calcestruzzo vale quanto indicato nelle norme UNI EN 12390-1:2002 e UNI EN 12390-2:2002.

Circa il procedimento da seguire per la determinazione della resistenza a compressione dei provini di calcestruzzo vale quanto indicato nelle norme UNI EN 12390-3:2003 e UNI EN 12390-4:2002.

Ogni controllo di accettazione è rappresentato da tre prelievi, ciascuno dei quali eseguito su un massimo di 100 m³ di getto di miscela omogenea. Risulta quindi un controllo di accettazione ogni 300 m³ massimo di getto. Per ogni giorno di getto va comunque effettuato almeno un prelievo.

Nelle costruzioni con meno di 100 m³ di getto di miscela omogenea, fermo restando l'obbligo di almeno 3 prelievi e del rispetto delle limitazioni di cui sopra, è consentito derogare all'obbligo di prelievo giornaliero.

Il controllo di accettazione è positivo se risultano verificate le disuguaglianze seguenti:

- $R_m \geq R_{ck} + 35 \text{ kg/cm}^2$
- $R_i \geq R_{ck} - 35 \text{ kg/cm}^2$

Dove con R_m si è indicato la resistenza media dei prelievi e con R_i il minore valore di resistenza dei prelievi.

7.2 Acciaio per c.a.

Per tutte le strutture in c.a. si utilizzerà acciaio **B 450 C** avente le seguenti caratteristiche:

- Tensione nominale di rottura
 $f_{t,nom} \geq 5400 \text{ kg/cm}^2$;
- Tensione nominale di snervamento
 $f_{y,nom} \geq 4500 \text{ kg/cm}^2$;
- Tensione caratteristica di rottura
 $f_{t,k} \geq f_{t,nom} = 5400 \text{ Kg/cm}^2$ (frattile 5%)
- Tensione caratteristica di snervamento
 $f_{y,k} \geq f_{y,nom} = 4500 \text{ Kg/cm}^2$ (frattile 5%)
- Allungamento uniforme al carico max (valore frattile 10% inferiore)
 $\Sigma_{su,k} \geq 1\%$
- Rapporto tra resistenza e tensione di snervamento (valore medio del rapporto):
 $1.15 \leq (f_t / f_y)_k < 1.35$
- Rapporto medio tra valore effettivo e valore nominale della resistenza a snervamento:
 $(f_y / f_{y,nom})_k < 1.25$

Provini da prelevarsi in cantiere

I controlli di accettazione in cantiere sono obbligatori, devono essere effettuati entro 30 giorni dalla data di consegna del materiale e devono essere campionati, nell'ambito di ciascun lotto di spedizione, con le medesime modalità contemplate nelle prove a carattere statistico di cui al punto 11.3.2.10.1.2, delle N.T.C. 2008, in ragione di 3 spezzoni, marchiati, di uno stesso diametro, scelto entro ciascun lotto, sempre che il marchio e la documentazione di accompagnamento dimostrino la provenienza del materiale da uno stesso stabilimento. In caso contrario i controlli devono essere estesi ai lotti provenienti da altri stabilimenti.

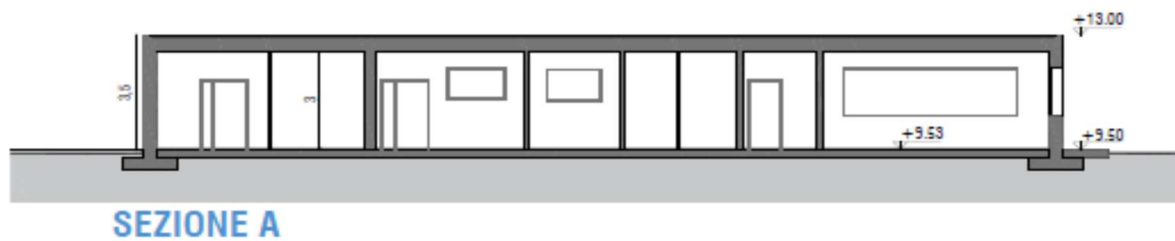
I valori di resistenza ed allungamento di ciascun campione, accertati in accordo con il punto 11.3.2.3, da eseguirsi comunque prima della messa in opera del prodotto riferiti ad uno stesso diametro, devono essere compresi fra i valori massimi e minimi riportati nella tabella seguente:

Caratteristica	Valore limite	Note
F _y minimo	425 N/mm ²	(450 - 25) N/mm ²
F _y massimo	572 N/mm ²	450 × (1.25 + 0.02) N/mm ²
A _{gt} minimo	≥ 6.0 %	Per acciai B 450 C
A _{gt} minimo	≥ 2.0 %	Per acciai B 450 A
Rottura/snervamento	1.13 < f _t / f _y < 1.37	Per acciai B 450 C
Rottura/snervamento	f _t / f _y ≥ 1.03	Per acciai B 450 A
Piegamento/raddrizzamento	Assenza di cricche	Per tutti

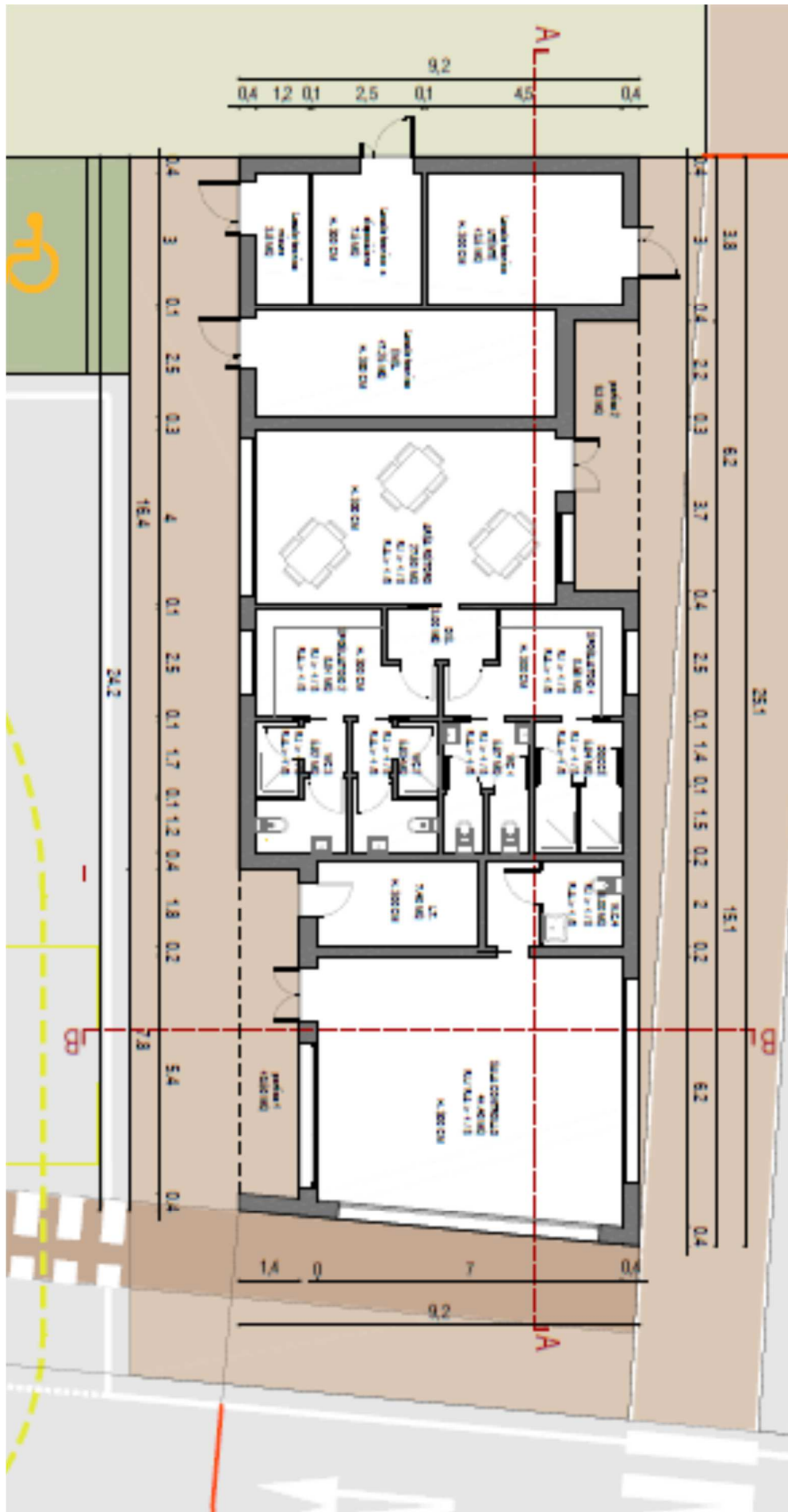
Tabella 7.2.a: valori di resistenza ed allungamento minimi e massimi che deve rispettare ciascun campione

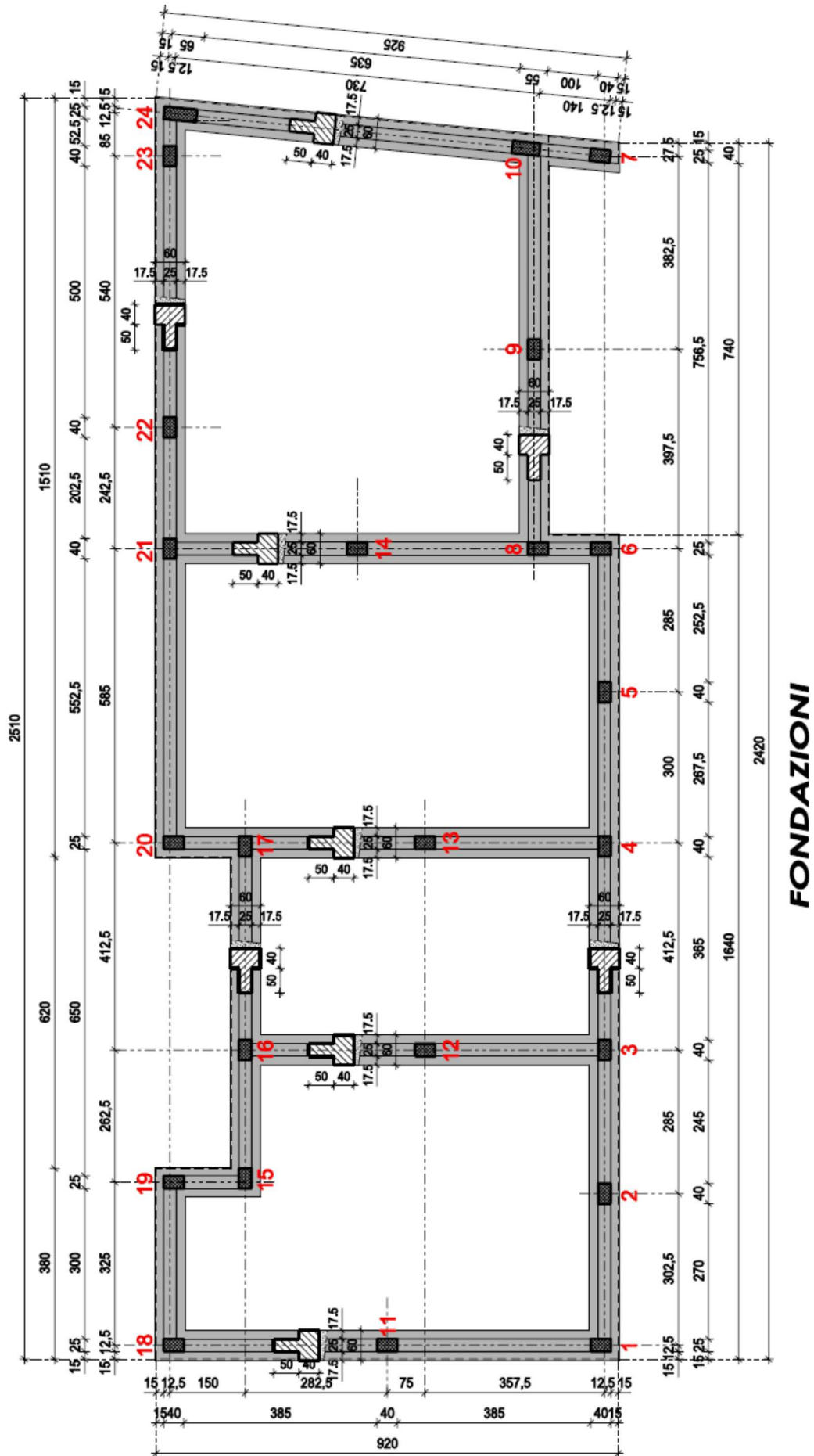
DI SEGUITO SI RIPORTANO I SEGUENTI SCHEMI DI MASSIMA

- a) Sezione longitudinale.
- b) Pianta architettonica della guardiola.
- c) Schema strutturale delle fondazioni.
- d) Schema strutturale della copertura.

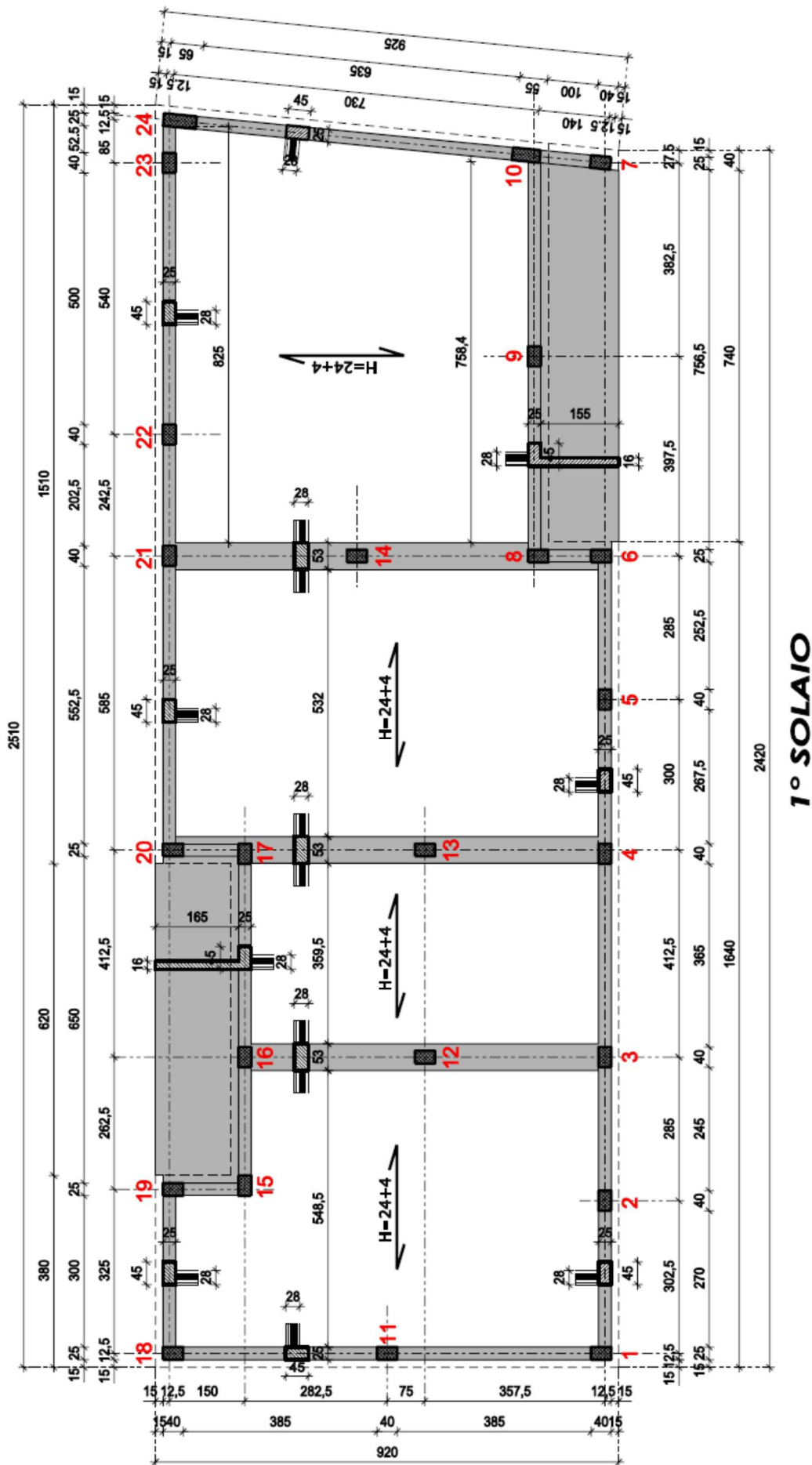


N.





FONDAZIONI



1° SOLAIO