

**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 Srl
Sede Legale: Via Comparoni n. 64
42122 REGGIO EMILIA
Indirizzo Postale: C.P. 10 SUCC/2
42122 REGGIO EMILIA
Cod. Fisc./Part. I.V.A. 01814730358

PreGel Spa

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

PreGel
Your passion. Our ingredients.

PreGel s.p.a.
PO BOX 19 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. 0522.88095 - Fax 0522.89887
Preg. Imp. (05) - CF - Fisco 001130130252 - REA 02044 RE 40079

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. Marinella Soliani

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.i. Fabrizio Costoli, p.i. 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.i. Massimo Sambuchi, ing. Andrea Prampolini
SICUREZZA: p.i. 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. 1 PER LA RIDUZIONE DEL RISCHIO SISMICO
PREGEL MAGAZZINO (magazzino scatole, magazzino pallet, area picking)**

scala:

revisione:

data: Settembre 2018

ST.SP.01



Estremi del committente e dei progettisti dell'intervento

(punto 1 e 2 dell'atto di indirizzo regionale delib. G.R. nr. 121 del 01/02/2010 – Allegato D)

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

Progettista 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			

Progettista strutturale per le opere in c.a.:					
ING. SPALLANZANI SERGIO per le parti non a carico delle ditte fornitrici dei prefabbricati					
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'Ordine	degli Ingegneri	della Provincia di	Reggio Emilia	al n.	687
Email		Studio.abaton@tin.it			

Direttore dei lavori architettonico e 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'ordine	degli Ingegneri	della Provincia di	Reggio Emilia	al n.	687
Email		Studio.abaton@tin.it			

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

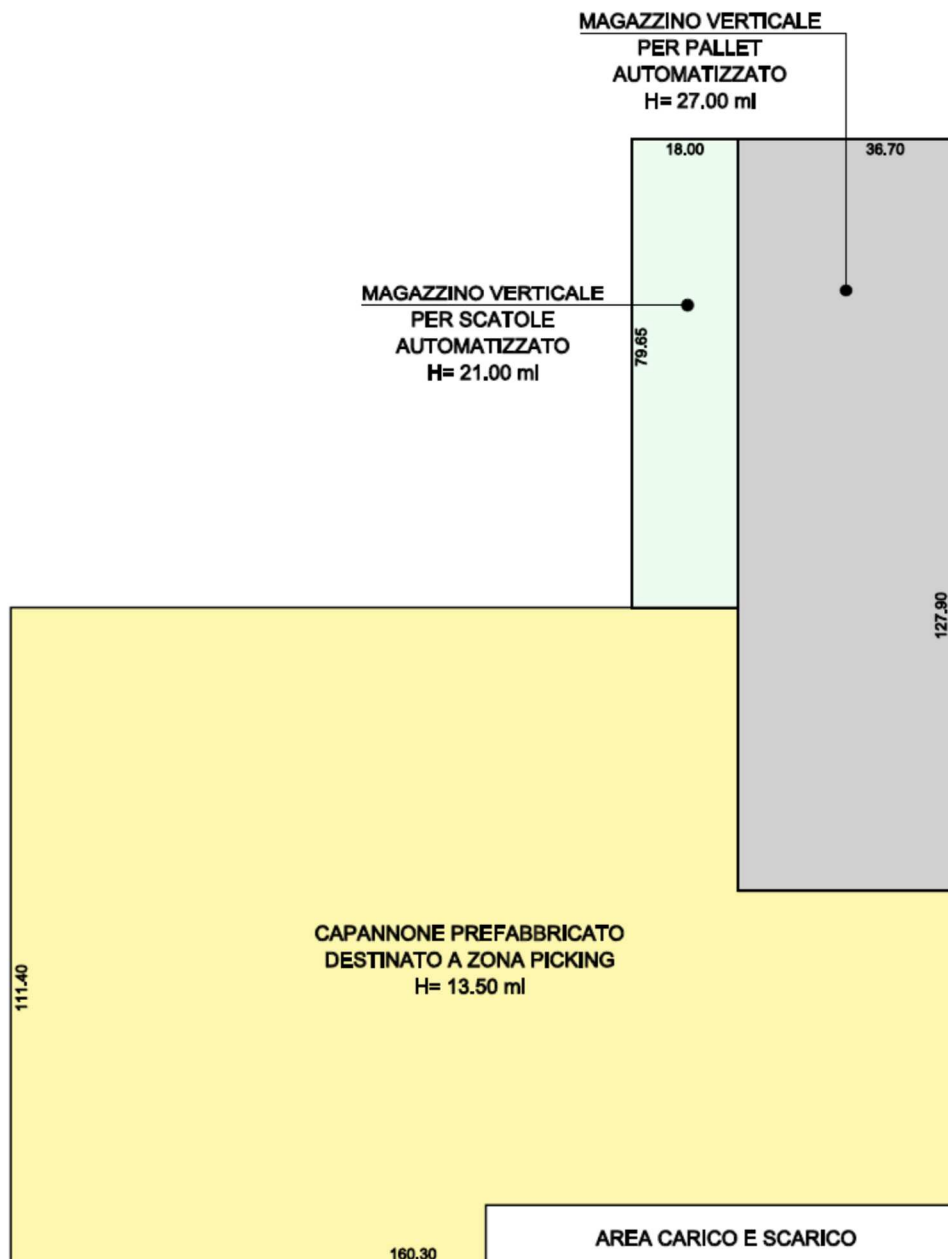
L'intervento oggetto della presente richiesta di Permesso di Costruire è costituito da un Magazzino a servizio della ditta PREGEL s.p.a. che è ricompreso in un Comparto Agroalimentare da realizzare in località Arceto di Scandiano, in via 11 Settembre 2001, su di un'area pianeggiante posta a sud della cantina EMILIAWINE individuato all'Agenzia del Territorio di Reggio Emilia sezione Catasto Fabbricati del Comune di Scandiano al foglio 8 mappali 6, 7, 8, 565, 657, 658 e 477 e al foglio 14 sui mappali 142 e 522 di proprietà della ditta LARES S.r.l.

Il fabbricato nel suo complesso si compone di tre strutture adiacenti e fra loro complementari ma realizzate con tipologie diverse, separate fra loro con giunti sismici.

Le tre parte che verranno pertanto studiate ed analizzate separatamente sono:

- 2a Magazzino scatole.
- 2b Magazzino pallet.
- 2c Area picking (etichettatura, servizi, carico e scarico).

Tutte le strutture saranno realizzate nel rispetto del **decreto del 17 gennaio 2018 aggiornamento delle "Norme Tecniche per le Costruzioni"** .



SCHEMA MAGAZZINO PREGEL

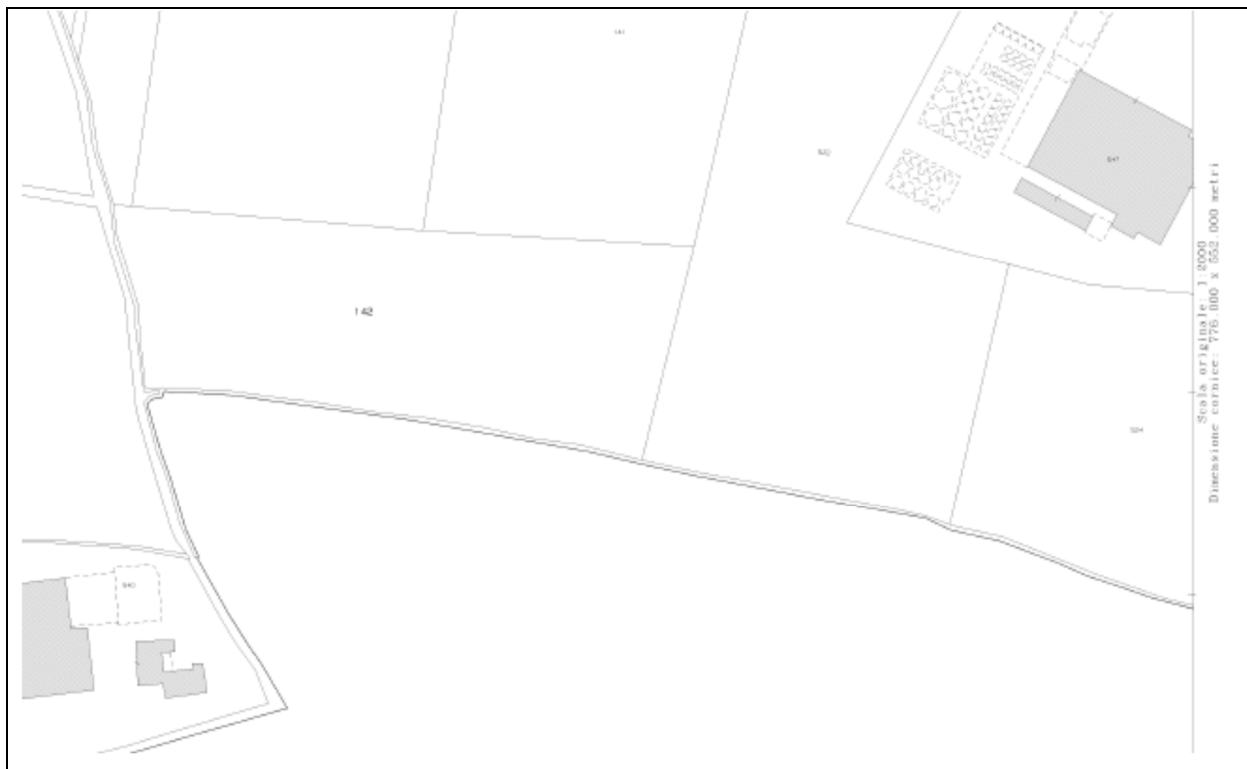


Figura 1.a: Estratto di mappa relativo al foglio 8 mappali 522 e 142.



Figura 1.b: Estratto di mappa relativo al foglio 14 mappali 5, 7, 8, 565, 657, 658 e 477.

1.1 Descrizione Magazzino scatole

Il **magazzino scatole** consiste in un **magazzino verticale autoportante completamente automatizzato realizzato con struttura in elevazione in acciaio** delle dimensioni planimetriche di **mt. 79,65 x 18.00 circa ed un'altezza di circa 21,00 mt.**

In altezza sono previsti 37 livelli per il posizionamento delle scatole.

Le scaffalature sono complessivamente 8 di cui quelle non posizionate sui paramenti esterni sono affiancate due a due in modo da ottenere **4 corsie nelle quali scorrono ai vari livelli gli shuttle utilizzati il deposito o il prelievo automatico delle scatole.**

Su ogni scaffale in senso trasversale possono essere posizionate 4 scatole e lo spazio occupato dalle due scaffalature autoportanti e dalla corsia centrale destinata agli shuttle è di mt. 4,41.

Ai fini della determinazione del carico variabile si utilizza il coefficiente amplificativo di sicurezza pari ad 1,3.

Le scatole confezionate utilizzate hanno le seguenti caratteristiche:

- 1) Scatola 1 (mm 300 x 400), dimensioni massime 300 x 400 x h 310**
- 2) Scatola 2 (mm 420 x 400), dimensioni massime 420 x 400 x h 410**

Il peso medio di ogni scatola è stato stimato, operando a favore della sicurezza, in 15 kg cadauna

Il magazzino dovendo contenere sostanze alimentari degradabile deve essere tenuto ad una temperatura massima di 16° C.

Le caratteristiche costruttive della struttura saranno le seguenti:

- a) Le fondazioni del magazzino Scatole** dovranno garantire un perfetto funzionamento degli shuttle, pertanto la platea non potrà subire deformazioni differenziate e deve essere considerata come "quasi rigida"; perché questo sia possibile la massima pendenza locale ottenuta con i carichi di esercizio non deve essere maggiore dello 0,05%.

Pertanto anche in considerazione della natura del terreno in sito le **fondazioni saranno di massima costituite da pali trivellati tipo FCA del diametro di cm 80** posti ad un interasse pari a circa 280 cm che dovranno raggiungere la profondità di circa 15 mt.

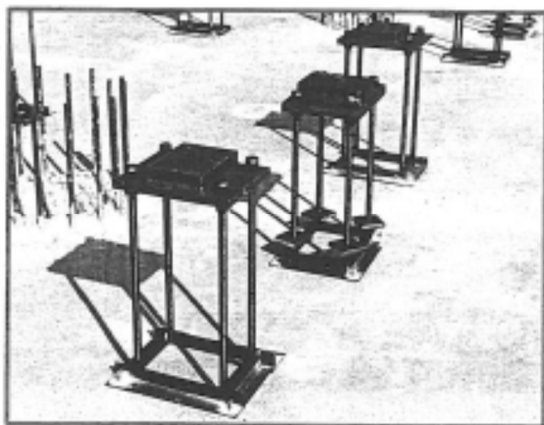
I pali saranno realizzati con calcestruzzo di classe 25/30 del tipo XC2 ed armati con acciaio B 450 C costituiti da circa 12 barre longitudinali del diametro di 20 mm e staffe circolari del diametro di 8 mm poste ad un interasse di 20 cm e del diametro di 600 mm.

Sui pali sarà successivamente costruita **una platea in c.a. dello spessore di circa 70 cm.** Realizzata con calcestruzzo di classe C30/37.

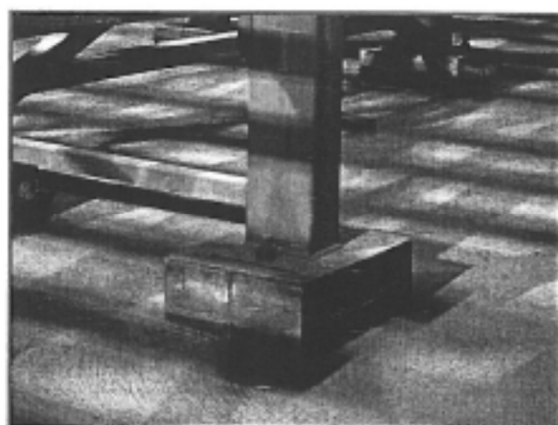
Prima della realizzazione della platea sarà costruita una soletta in calcestruzzo di classe C20/25 armata con una rete elettosaldata fi 5 maglia 20 x 20 cm sulla quale saranno fissati e spessorati gli ancoraggi dei controventi longitudinali e trasversali

- b) Le spalle portanti** saranno costituite da telai reticolari composti da un montante in profilo a C di base 80 mm sagomati a freddo, senza forature, collegati e controventati da tubi saldati elettricamente.

- c) **Le travi portanti** saranno costituite da profili a C sagomati a freddo fissati ai montanti con staffe in acciaio stampato a caldo.
- d) **Gli stocchetti di appoggio delle scatole** saranno realizzati con profili a C di altezza 105 mm sagomati a freddo e fissati ai correnti con fissaggi
- e) **Le controventature** saranno dei telai reticolari composti da montanti in tubo di adeguata sezione collegati e controventati da tubi o profili di adeguata sezione.
- f) **Gli ancoraggi dei controventi longitudinali** saranno collegati alla fondazione mediante gruppi di tirafondi annegati nella platea di fondazione, preinstallati, posizionati, tassellati e livellati sul magrone di adeguata resistenza (vedi particolare A) di seguito riportato.
- g) **Gli ancoraggi delle spalle trasversali** saranno realizzati con piastre di base livellate con spessori metallici zincati e fissate alla platea di fondazione con ancoraggi chimici e livellamento in opera con malta espansiva per un dislivello massimo di +/- 15 mm (vedi particolare B) di seguito riportato.



Particolare A



Particolare B

- h) **I tamponamenti di parete** da quota muretti perimetrali dell'altezza di cm 150 saranno costituiti da pannelli sandwich dello spessore minimo di 150 mm posati in verticale con giunti schiumati in opera con interposto poliuretano PUR classe minima di reazione al fuoco F (UNI EN 1351-1)
- i) **Le capriate di copertura** saranno del tipo a capriate reticolari a doppia pendenza (2% circa) composti da montanti in profilo a C sagomati a freddo collegati e controventati da tubi saldati.
- l) **La copertura sarà realizzata con pannelli prefabbricati** prodotti con sistema in continua, della larghezza modulare di mm 1000 e dello spessore minimo di 1550 mm costituiti da due lamiere in acciaio zincato preverniciata con interposto poliuretano PUR classe minima di reazione al fuoco F (UNI EN 1351-1).

Al fine di garantire una perfetta impermeabilizzazione è prevista all'estradosso dei pannelli sandwich in pendenza e opportunamente risvoltata sulle pareti verticali fino in sommità di una membrana impermeabilizzante in **guaina poliolefinica basso emissiva**.

1.2 Descrizione Magazzino pallet

Il magazzino pallet consiste in un **magazzino verticale autoportante completamente automatizzato realizzato con struttura in elevazione in acciaio** delle dimensioni planimetriche di mt. 127,90 x 36,70 circa ed un'altezza di circa 27,00 mt simile a quello precedente.

In altezza sono previsti **11 ripiani** di cui i primi 9 posti ad un interasse di 2100 mm e gli ultimi due ad un interasse di 2600 mm. Nei primi 3 ripiani sono posti gli europallet UDC2 dal 4° al 9° gli europallet UDC1 e negli ultimi due gli europallet UDC3.

I pallet utilizzati sono delle dimensioni standard di cm 125 x 85 e per il carico variabile si utilizza il

Gli Euro pallet utilizzati hanno le seguenti caratteristiche:

- 1) Europallet UDC1 dimensioni massime di mm 1250 x 850 x 1700 e peso di circa 800 Kg.**
- 2) Europallet UDC2 dimensioni massime di mm 1250 x 850 x 1700 e peso di circa 1.000 Kg.**
- 3) Europallet UDC3 dimensioni massime di mm 1250 x 850 x 2200 e peso di circa 1.200 Kg.**

In senso trasversale il magazzino prevede 5 corsie della larghezza di 1700 mm nelle quali transitano su apposite rotaie i traslo elevatori che mobilitano i pallet, ai lati di queste corsie sono posizionati gli scaffali, sui quali possono essere posizionati due pallet per ripiano.

Il ripiano ha una larghezza di 2580 mm e fra due scaffali adiacenti esiste una distanza di 340 mm.

Il magazzino dovendo contenere materiale degradabile deve essere tenuto ad una temperatura massima di 16° C.

Le caratteristiche costruttive della struttura saranno le seguenti:

- a) Le fondazioni del magazzino pallet** dovranno garantire un perfetto funzionamento dei traslo elevatori, pertanto la platea non potrà subire deformazioni differenziate e deve essere considerata come "quasi rigida", perché questo sia possibile la massima pendenza locale ottenuta con i carichi di esercizio non deve essere maggiore dello 0,05%.

Pertanto anche in considerazione della natura del terreno in sito le **fondazioni saranno di massima costituite da pali trivellati tipo FCA del diametro di cm 80** posti ad un interasse pari a circa 240 cm che dovranno raggiungere la profondità di circa 15 mt.

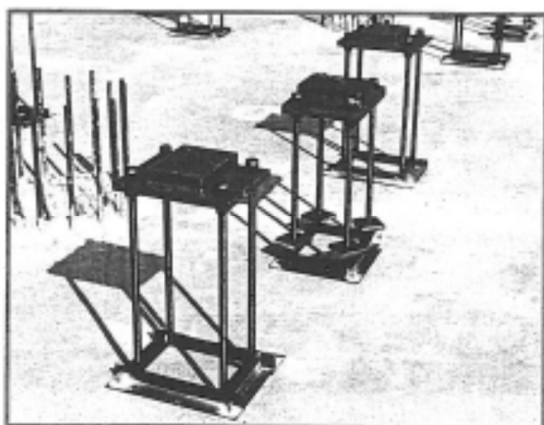
I pali saranno realizzati con calcestruzzo di classe 25/30 del tipo XC2 ed armati con acciaio B 450 C costituiti da circa 12 barre longitudinali del diametro di 20 mm e staffe circolari del diametro di 8 mm poste ad un interasse di 20 cm e del diametro di 600 mm.

Sui pali sarà successivamente costruita una **platea in c.a. dello spessore di circa 70 cm**. Realizzata con calcestruzzo di classe C30/37.

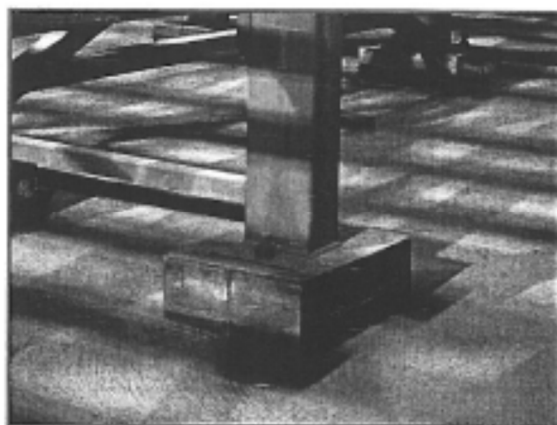
Prima della realizzazione della platea sarà costruita una soletta in calcestruzzo di classe C20/25 armata con una rete elettosaldata fi 5 maglia 20 x 20 cm sulla quale saranno fissati e spessorati gli ancoraggi dei controventi longitudinali e trasversali

- b) Le spalle portanti** saranno costituite da telai reticolari composti da un montante in profilo a C di base 80 mm sagomati a freddo, senza forature, collegati e controventati da tubi saldati elettricamente.

- c) **Le travi portanti** saranno costituite da profili a C sagomati a freddo fissati ai montanti con staffe in acciaio stampato a caldo.
- d) **Gli stocchetti di appoggio delle scatole** saranno realizzati con profili a C di altezza 105 mm sagomati a freddo e fissati ai correnti con fissaggi
- e) **Le controventature** saranno dei telai reticolari composti da montanti in tubo di adeguata sezione collegati e controventati da tubi o profili di adeguata sezione.
- f) **Gli ancoraggi dei controventi longitudinali** saranno collegati alla fondazione mediante gruppi di tirafondi annegati nella platea di fondazione, preinstallati, posizionati, tassellati e livellati sul magrone di adeguata resistenza (vedi particolare A) di seguito riportato.
- g) **Gli ancoraggi delle spalle trasversali** saranno realizzati con piastre di base livellate con spessori metallici zincati e fissate alla platea di fondazione con ancoraggi chimici e livellamento in opera con malta espansiva per un dislivello massimo di +/- 15 mm (vedi particolare B) di seguito riportato.



Particolare A



Particolare B

- b) **I tamponamenti di parete** da quota muretti perimetrali dell'altezza di cm 150 saranno costituiti da pannelli sandwich dello spessore minimo di 150 mm posati in verticale con giunti schiumati in opera con interposto poliuretano PUR classe minima di reazione al fuoco F (UNI EN 1351-1)
- i) **Le capriate di copertura** saranno costituite da capriate reticolari a doppia pendenza (2% circa) composti da montanti in profilo a C sagomati a freddo collegati e controventati da tubi saldati.
 - a) **La copertura sarà realizzata con pannelli prefabbricati** prodotti con sistema in continua, della larghezza modulare di mm 1000 e dello spessore minimo di 1550 mm costituiti da due lamiere in acciaio zincato preverniciata con interposto poliuretano PUR classe minima di reazione al fuoco F (UNI EN 1351-1).

Al fine di garantire una perfetta impermeabilizzazione è prevista all'estradosso dei pannelli sandwich in pendenza e opportunamente risvoltata sulle pareti verticali fino in sommità di una membrana impermeabilizzante in **guaina poliolefinica basso emissiva**.

1.3 Descrizione dell'area picking

L'area picking posta in adiacenza ai due precedenti magazzini sul lato est comprende l'area di scarico e successivo immagazzinamento dei prodotti provenienti dalla sede di produzione di Gavasseto, l'area di preparazione degli ordini ed il successivo carico su appositi autoarticolati, l'area di impacchettamento e di etichettatura ecc.

Questa struttura industriale di tipo tradizionale in c.a. e c.a.p. prefabbricata ha dimensioni massime planimetriche di 160,75 x 111,50 mt. circa ha un'altezza sotto i tegoli che va da un minimo di 10,00 in adiacenza ai magazzini verticali ad un massimo di 10,80 in corrispondenza del prospetto est in modo far confluire le acque meteoriche verso est per consentire un corretto deflusso delle acque meteoriche nel canale di scolo previa adeguata laminazione superficiale. La maglia prevalente delle pilastratura sarà di mt. 25,00 x 15,00 e sul lato destro del fronte ovest sono previste le baie di carico e scarico.

Le caratteristiche costruttive della struttura saranno le seguenti:

- a) **Pilastrati** in c.a. delle dimensioni massime di cm 80 x 80 saranno armati con acciaio per c.a. tipo B450C e classe del calcestruzzo C45/55 ($R_{ck} = 550 \text{ kg/cmq.}$).
- b) **Travi principali in c.a.p.** della lunghezza massima di mt. 15,00 delle dimensioni di circa cm 50 x 140 in c.a. armate con armatura lenta costituita da acciaio per c.a. tipo B450C, trefoli pretesi con valore $f_{ptk} = 18.600 \text{ kg/cmq.}$ e classe del calcestruzzo C45/55 ($R_{ck} = 550 \text{ kg/cmq.}$) del peso di circa 1235 kg/ml
- c) Tegoli di copertura in c.a.p. della lunghezza massima di 25,00 mt. e larghezza di mt. 2,50 tipo **TECNOPLAN 100**, posti ad un interasse minimo di mt. 5,00 nelle zone in cui è previsto un accumulo di neve in adiacenza ai magazzini verticali e ad un interasse di 5,80 nelle restanti zone. I tegoli sono armati con armatura lenta costituita da acciaio tipo B450C, trefoli pretesi con valore $f_{ptk} = 18.600 \text{ kg/cmq.}$ e classe del calcestruzzo C45/55 ($R_{ck} = 550 \text{ kg/cmq.}$) isolati a norma di legge e rivestiti superiormente da una membrana impermeabilizzante in guaina poliolefinica basso emissiva del peso di 328 kg/mq.
- d) **Pannelli verticali di tamponamento** isolati a norma di legge dello spessore di cm 30 e dell'altezza massima di circa 13,30 mt, del peso di 460 kg/mq. e con la superficie esterna da definire in fase esecutiva.
- e) Fra due tegoli saranno realizzati **degli sched retti** esposti a nord, in parte fissi ed in parte apribili costituiti da un pannello coibentato grecato inclinato montato su telaio in tubolare di acciaio, su tali sched sarà realizzato un impianto fotovoltaico dimensionato in base alle necessità dell'azienda
La parte inclinata opaca è costituita da parete esterna realizzata in lamiera grecata, coibentazione in poliuretano espanso a norma di legge, parete interna in lamiera piana colore bianco.
Le finestrate sono costituite da lastre di policarbonato alveolare dello spessore di 20 mm.
- f) **Le fondazioni, realizzate in opera**, sono costituite da bicchieri della profondità di circa 110 cm e pareti dello spessore di circa 40 cm mentre la sottostante soletta in c.a. avrà dimensioni massime di circa mt. 4,50 x 4,50 ed uno spessore di circa 60 cm. la profondità minima di collocazione dei plinti sarà di circa 2 mt. rispetto all'attuale piano di campagna.

Tutti i plinti saranno collegati nelle due direzioni con adeguati cordoli di fondazione di collegamento come previsto dalle normative vigenti.

- g) All'interno del capannone sul prospetto ovest nella parte verso nord saranno realizzate le baie di carico e scarico mentre nella parte verso sud saranno realizzati i servizi per il personale e gli uffici, disposti su tre piani.

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 dai **dott. Fausto Campioli e Mario Mambrini** dello studio **GeoLog** che ha provveduto ad eseguire **13 prove penetrometriche statiche** (la loro ubicazione è riportata nella tav. 1 della relazione geologica, sismica e di prima caratterizzazione meccanica), **una prospezione geofisica (MASW) e due sondaggi a rotazione spinti 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

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

Come già in precedenza riportato in base ai risultati delle analisi penetrometriche statiche eseguite le fondazioni delle tre parti in cui si compone il Magazzino Pregel saranno le seguenti:

3.1 Magazzino scatole

Le fondazioni del magazzino scatole dovranno garantire un perfetto funzionamento dei traslo elevatori, pertanto il pavimento non potrà subire deformazioni differenziate che superino il millimetro/2mt. Pertanto anche in considerazione della natura del terreno in sito le **fondazioni saranno costituite da pali trivellati tipo FCA del diametro di cm 80** posti ad un interasse di circa 2.8 mt. che dovranno raggiungere la profondità di circa 15 mt. (vedi calcolo di massima di seguito riportato).

3.2 Magazzino pallet

Le fondazioni del magazzino pallet dovranno garantire un perfetto funzionamento dei traslo elevatori, pertanto il pavimento non potrà subire deformazioni differenziate che superino il millimetro/2mt. Pertanto anche in considerazione della natura del terreno in sito le **fondazioni saranno costituite da pali trivellati tipo FCA del diametro di cm 80** posti ad un interasse pari a tre diametri (280 cm) che dovranno raggiungere la profondità di circa 15 mt. (vedi calcolo di massima di seguito riportato).

Sui pali sarà successivamente realizzata una **platea in c.a.** dello spessore di circa 70 cm.

3.3 Magazzino area Picking

Le fondazioni dell'area picking, realizzate in opera, saranno costituite da bicchieri della profondità di circa 110 cm e pareti dello spessore di circa 40 cm mentre la sottostante soletta in c.a. avrà dimensioni massime di circa mt. 4,50 x 4,50 ed uno spessore di circa 60 cm. (vedi calcolo di massima di seguito riportato).

Ovviamente come previsto dalle normative vigenti sarà realizzato un reticolo di cordoli di fondazione che collegherà fra loro tutti i plinti in modo da evitare movimenti differenziali fra i plinti in caso di sisma che metterebbe in crisi l'edificio.

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 relativi magazzino scatole

I carichi utilizzati nel calcolo saranno i seguenti:

Il carico variabile dovuto alle scatole e relativo prodotto trasmesso alla platea per ogni ml di corsia. in base ai carichi delle varie scatole in precedenza riportate (scatola 1 e 2) risulta:

$$(16 \times 15 \times 37) = 8.880 \text{ Kg.}$$

Peso trasmesso da due scaffalature adiacenti.

Essendo l'interasse fra due **shuttle** pari a 4,41 mt. I carichi considerati saranno:

a) Carico variabile fattorializzato per mq. trasmesso dalle scatole alla platea è pari a:

$$(8.880 : 4,41) \times 1,5 = 3.020 \text{ kg/mq.}$$

b) Carico variabile della neve fattorializzato pari a $120 \times 1,5 = 180 \text{ kg/mq}$ (zona 1 mediterranea, altezza sul livello del mare di 60 mt.)

c) Carico permanente delle scaffalature fattorializzato (che incide normalmente per un 25% del carico variabile).

$$(3020 \times 25 \%) \times 1,3 = 982 \text{ kg/mq.}$$

d) Carico permanente fattorializzato della platea di fondazione dello spessore di circa 70 cm.

$$(2.500 \times 0,70) \times 1,3 = 2.275 \text{ kg/mq.}$$

Per un totale di circa $(3.020 + 180 + 982 + 2.275) = 6.457 \text{ Kg/mq.}$

Nell'Hp. che l'interasse dei pali sia di circa 2,80 mt. l'area di influenza di un palo sarà pari a $(2,80 \times 2,80) = 7.84 \text{ mq.}$

Pertanto l'Azione di Progetto Ed sarà pari a $(6.457 \times 7.84) = 50.622 \text{ kg} = 506 \text{ KN}$

In linea di massima, un palo singolo che giunge alla profondità di 15 m e con un diametro di 0.8 m esporrà al banco A una superficie laterale di 17.6 mq, 10.1 mq al banco B ed altrettanto al banco C. Per la coesione non-drenata del banco A, il fattore riduttivo per ottenere l'adesione è dato intorno a 0.72, dunque:

$$Q_{lim} (A) = 17.6 \times 66.7 \times 0.72 = 845 \text{ KN}$$

Per l'angolo di resistenza a taglio del banco B:

$$Q_{lim} (B) = 10.1 \times 0.7 \times \tan \phi' \times 130 = 643 \text{ KPa}$$

considerando $K_i = 0.7$ ed una pressione litostatica in mezzzeria $\sigma'_{vi} = 130 \text{ kPa}$.

Per la coesione non-drenata del banco C, il fattore riduttivo per ottenere l'adesione è pari a circa 0.58, dunque:

$$Q_{lim} (C) = 10.1 \times 102.5 \times 0.58 = 600 \text{ KN}$$

Dunque, la resistenza totale per l'attrito laterale sarà pari a:

$$Q_{lim} = 845 + 643 + 600 = 2.088 \text{ KN}$$

Quanto invece alla resistenza alla base entro il banco C sarà pari a:

$$Q_{lim} (base) = 0.42 \times 3,14 \times 9 \times 102.5 = 464 \text{ KN}$$

Applicando i fattori riduttivi γ_s e γ_b normativi per questo tipo di palo e considerando il peso proprio adeguatamente fattorializzato (189 KN), che va sottratto, si ottiene:

$$Q_{lim}(norma) = (2088 : 1,15) + (464:1,3) - 189 = 1.983 \text{ KN}$$

Se conservativamente si applica il **fattore di correlazione** $\zeta_3 = 1.7$ relativo ad una sola verticale di sondaggio si ottiene una **Resistenza di Progetto $R_d = 1.983 : 1.7 = 1.166 \text{ KN}$. Inferiore all'Azione di Progetto $E_d = 506 \text{ KN}$**

4.2 Carichi di calcolo magazzino pallet

I carichi utilizzati nel calcolo saranno i seguenti:

Il carico variabile dovuto agli euro pallet e relativo sovrastante prodotto trasmesso alla platea per ogni ml. in base ai carichi dei vari pallet in precedenza riportati risulta:

$$(4 \times 800 \times 6) + (4 \times 1000 \times 3) + (4 \times 1200 \times 2) = 40.800 \text{ Kg}$$

Peso trasmesso da due scaffalature adiacenti.

Essendo l'interasse fra due traslo elevatori di $(1,70 + 5,50) = 7,20$ mt. i carichi considerati saranno:

a) Il carico variabile dovuto per mq. trasmesso dai pallet alla platea è pari a:

$$(40.800 : 7,20) = 5.666 \times 1,5 = 8.500 \text{ kg/mq.}$$

b) Carico variabile della neve pari a $120 \times 1,5 = 180 \text{ kg/mq}$ (zona 1 mediterranea ed altezza sul livello del mare di 60 mt.)

c) Il carico permanente delle scaffalature (che incide normalmente per un 10 % del carico variabile).

$$(5.666 \times 10 \%) \times 1,3 = 780 \text{ kg/mq.}$$

d) Il carico permanente della platea di fondazione dello spessore di circa 70 cm.

$$(2.500 \times 0,70) \times 1,3 = 2.275 \text{ kg/mq.}$$

Per un totale di circa $(8.500 + 180 + 780 + 2.275) = 11.735 \text{ Kg/mq}$.

Nell'Hp. che l'interasse dei pali sia di circa 3 diametri cioè di circa 2,80 mt. l'area di influenza di un palo sarà pari a $(2,80 \times 2,80) = 7.84 \text{ mq}$.

Pertanto l'Azione di Progetto E_d sarà pari a $(11.735 \times 7.84) = 92.002 \text{ kg} = 920 \text{ KN}$

In linea di massima, un palo singolo che giunge alla profondità di 15 m e con un diametro di 0.8 m esporrà al banco A una superficie laterale di 17.6 mq, 10.1 mq al banco B ed altrettanto al banco C. Per la coesione non-drenata del banco A, il fattore riduttivo per ottenere l'adesione è dato intorno a 0.72, dunque:

$$Q_{lim} (A) = 17.6 \times 66.7 \times 0.72 = 845 \text{ KN}$$

Per l'angolo di resistenza a taglio del banco B:

$$Q_{lim} (B) = 10.1 \times 0.7 \times \tan \phi' \times 130 = 643 \text{ KN}$$

considerando $K_i = 0.7$ ed una pressione litostatica in mezzeria $\sigma'_{vi} = 130 \text{ kPa}$.

Per la coesione non-drenata del banco C, il fattore riduttivo per ottenere l'adesione è dato intorno a 0.58, dunque:

$$Q_{lim} (C) = 10.1 \times 102.5 \times 0.58 = 600 \text{ KN}$$

Dunque, la resistenza per l'attrito laterale sarà pari a:

$$Q_{lim} = 845 + 643 + 600 = 2088 \text{ kN}$$

Quanto invece alla resistenza alla base entro il banco C sarà pari a:

$$Q_{lim} (\text{base}) = 0.42 \times 3,14 \times 9 \times 102.5 = 464 \text{ KN}$$

Applicando i fattori riduttivi γ_s e γ_b normativi per questo tipo di palo e considerando il peso proprio adeguatamente fattorializzato (189 KN), che va sottratto, si ottiene:

$$Q_{lim}(\text{norma}) = (2088 : 1,15) + (464 : 1,3) - 189 = 1.983 \text{ KN}$$

Se conservativamente si applica il **fattore di correlazione $\zeta_3 = 1.7$** relativo ad una sola verticale di sondaggio si ottiene una **resistenza di progetto $R_d = 1.983 : 1.7 = 1.166 \text{ KN}$. Inferiore all'Azione di Progetto $E_d = 920 \text{ KN}$.**

4.3 Carichi di calcolo dell'area Picking

- a) **Carico variabile della neve pari a 120 kg/mq** (zona 1 mediterranea ed altezza sul livello del mare di 60 mt.)
- b) **Peso permanente strutturale del tegolo TECNOPLAN 100**328 Kg/mq
- c) **Peso permanente dello Sched**15 Kg/mq
- d) **Peso permanente strutturale delle travi principali 140 D**.....1.235 Kg/mq
- e) **Peso delle travi di raccolta delle acque 140D**1.235 Kg/mq
- f) **Peso permanente strutturale dei pilastri della sezione di cm 80 x 80**..... 1.600 Kg/ml
- g) **Peso dei pannelli di tamponamento spessore cm 30**.....460 Kg/mq

Per il **carico del vento** si rimanda al punto successivo.

I risultati delle prove penetrometriche statiche relative alla zona Picking costituita da un capannone prefabbricato monoplano di circa 16.000 mq. Hanno dato i seguenti valori:

$$q_{slu} = 4,08 \text{ Kg/cm}^2$$

$$q_{es} = 1,77 \text{ Kg/cm}^2$$

I risultati sono ottimistici; d'altra parte si sottolinea che laddove il terreno di sedime è costituito da terreni coesivi, il fattore più critico è rappresentato dal cedimento per consolidazione.

Pertanto conviene assumere pressioni di esercizio in grado di determinare cedimenti compatibili con la funzionalità della struttura. Il tema è affrontato di seguito, considerando plinti isolati di dimensioni variabili, con carico centrato e piano di sedime posto a 2 m di profondità. Il modello assunto è quello del semispazio elastico alla Boussinesq, posto per semplicità pari a 0.5 il rapporto di Poisson.

Peso complessivo trasmesso dai pilastri centrali ai plinti (maglia pilastri mt. 25 x 15) in condizione di esercizio (combinazione rara).

- peso proprio strutturale dei tegoli di copertura tipo NEWPLAN 100 :	
328 x 2,5 x 3 x 25.....	61.500 kg
- peso proprio portato degli Sched :	
60 x 7.5 x 25,00	11.250 kg
- peso proprio delle travi monolitiche in c.a.p. tipo TT140 :	
750 x 15.....	11.250 kg
- peso proprio strutturale dei pilastri :	
1.600 x 11.5.....	18.400 kg
- peso variabile della neve :	
120 x 15 x 25.....	4.500 kg
<hr/>	
Totale peso complessivo trasmesso dai pilastri ai plinti	106.400 kg

Ipotizzando un plinto di fondazione di mt. 4,50 x 4,50 x 0,60 il suo peso complessivo compreso il peso del bicchiere risulta pari a :

$$(4,50 \times 4,50 \times 0,60) \times 2500 + (1 + 1 + 1,4 + 1,4) \times 1 \times 0,4 \times 2500 = 30.375 + 4.800 = \dots\dots\dots \mathbf{35.175 \text{ Kg}}$$

Pertanto in condizioni di esercizio il carico massimo trasmesso al terreno dai plinti sarà pari a:

$$\mathbf{(106.400 + 35.175) = 141.575 \text{ kg}}$$

e la tensione di esercizio trasmessa dal plinto al terreno risulta pari a: **141.575 : (450 x 450) = 0,70 kg/cmq.**

Con tale pressione di esercizio in base alla tabella 13 di pagina 17 della relazione geologica si ottengono delle deformazioni compatibili con le norme e comunque inferiori ai 2 cm.

4.4 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/m².

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.

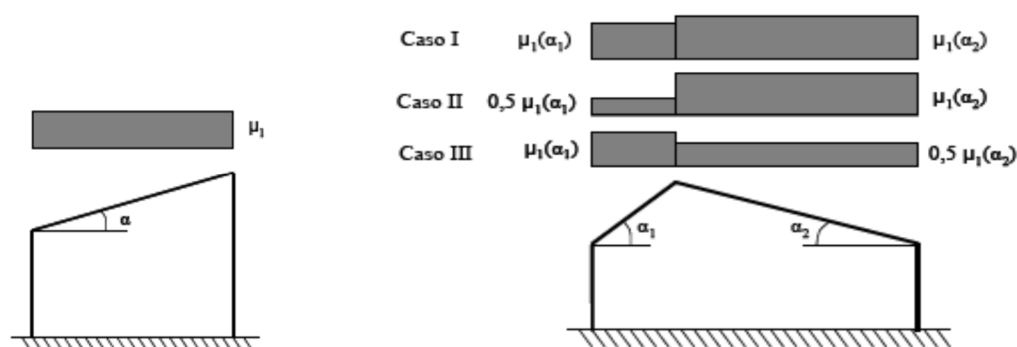


Figura 4.4.a: condizioni di carico per coperture ad una e due falde

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:

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

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

4.5 Carico variabile dovuto alla pressione del vento

Le azioni statiche del vento sono costituite da pressioni e depressioni agenti normalmente alle superfici, sia esterne che interne, degli elementi che compongono la costruzione. L'azione d'insieme esercitata dal vento su una costruzione è data dalla risultante delle azioni sui singoli elementi, considerando come direzione del vento, quella corrispondente ad uno degli assi principali della pianta della costruzione. Il carico del vento agente sulle pareti e sulla copertura dell'edificio sarà valutato mediante la seguente espressione:

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

dove:

q_b : è la pressione cinetica di riferimento del vento;

c_e : è il coefficiente di esposizione;

c_p : è il coefficiente di forma, funzione della geometria e della tipologia dell'edificio;

c_d : è il coefficiente dinamico;

La velocità di al suolo per la zona in esame (Emilia Romagna e altitudine < 750 m s.l.m.) può essere assunto pari a 25 m/s, quindi per quanto riguarda la pressione cinetica di riferimento si ha che:

$$q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2 = \frac{1}{2} \cdot 1.25 \cdot 25^2 = 409.17 \text{ N/m}^2$$

dove:

v_b : è la velocità di riferimento del vento in m/s;

ρ : è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1,25 kg/m³;

Il coefficiente di esposizione c_e dipende dall'altezza z della costruzione sul suolo, dalla rugosità e dalla topografia del terreno, dall'esposizione del sito ove sorge la costruzione. Esso è dato dalla formula seguente:

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \cdot \left[7 + c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)\right] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

dove:

k_r : è il coefficiente di rugosità;

c_t : è il coefficiente di topografia che per la zona in esame è assunto pari ad 1;

z : è l'altezza massima della costruzione, che nel caso in esame è pari a 60 m;

4.5.1 Calcolo dell'azione del vento sulle pareti e sulla copertura del magazzino scatole dell'altezza di 21 mt.

CALCOLO DELL'AZIONE DEL VENTO

2) Emilia Romagna

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a [1/s]
2	25	750	0.015
a_s (altitudine sul livello del mare [m])			90
T_R (Tempo di ritorno)			50
$v_b = v_{b,0}$ per $a_s \leq a_0$			
$v_b = v_{b,0} + k_a (a_s - a_0)$ per $a_0 < a_s \leq 1500$ m			
$v_b (T_R = 50 \text{ [m/s]})$			25.000
$\alpha_R (T_R)$			1.00073
$v_b (T_R) = v_b \times \alpha_R$ [m/s]			25.018



p (pressione del vento [N/mq]) = $q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$
 q_b (pressione cinetica di riferimento [N/mq])
 c_e (coefficiente di esposizione)
 c_p (coefficiente di forma)
 c_d (coefficiente dinamico)

Pressione cinetica di riferimento

$q_b = 1/2 \cdot \rho \cdot v_b^2$ ($\rho = 1,25 \text{ kg/mc}$)

q_b [N/mq]	391.20
--------------	--------

Coefficiente di forma

E' il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento.

Coefficiente dinamico

Esso può essere assunto autelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità.

Coefficiente di esposizione

Classe di rugosità del terreno

D) Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,....)

Categoria di esposizione

ZONE 1,2,3,4,5						
costa						
mare						
2 km		10 km		30 km		750m
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	III	III	**
* Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5						
** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1						

ZONA 6					
costa					
mare					
2 km		10 km		30 km	
A	--	III	IV	V	V
B	--	II	III	IV	IV
C	--	II	III	III	IV
D	I	I	II	II	III

ZONE 7,8		
mare		
costa		
1,5 km		0,5 km
A	--	IV
B	--	IV
C	--	III
D	I	*
* Categoria II in zona 8 Categoria III in zona 7		

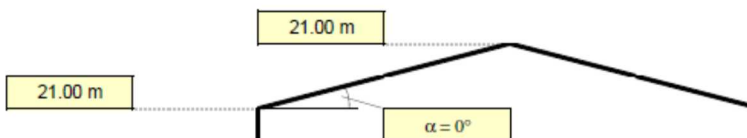
ZONA 9	
costa	
mare	
A	-- I
B	-- I
C	-- I
D	I I

Zona	Classe di rugosità	a_s [m]
2	D	90

$C_e(z) = k_r^2 \cdot c_i \cdot \ln(z/z_0) [7 + c_i \cdot \ln(z/z_0)]$ per $z \geq z_{min}$
 $C_e(z) = C_e(z_{min})$ per $z < z_{min}$

Cat. Esposiz.	k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]	c_i
II	0.19	0.05	4	1

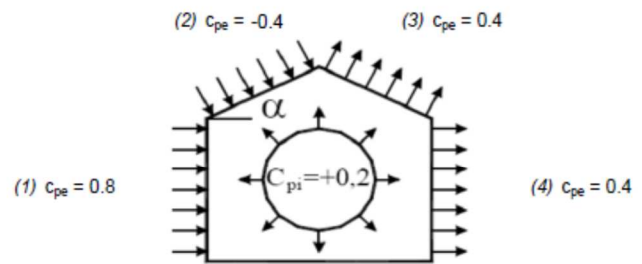
z [m]	C_e
$z \leq 4$	1.801
$z = 21$	2.843
$z = 21$	2.843



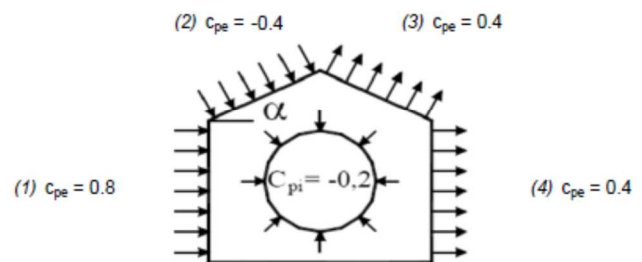
Coefficiente di forma (Edificio aventi una parete con aperture di superficie < 33% di quella totale)

Strutture stagne

(1)	c_p	p [kN/mq]
	0.80	0.890
(2)	c_p	p [kN/mq]
	-0.40	-0.445
(3)	c_p	p [kN/mq]
	0.40	0.445
(4)	c_p	p [kN/mq]
	0.40	0.445

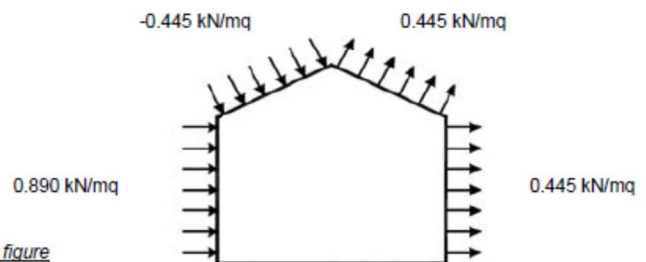


(1)	c_p	p [kN/mq]
	0.80	0.890
(2)	c_p	p [kN/mq]
	-0.40	-0.445
(3)	c_p	p [kN/mq]
	0.40	0.445
(4)	c_p	p [kN/mq]
	0.40	0.445



Combinazione più sfavorevole:

	p [kN/mq]
(1)	0.890
(2)	-0.445
(3)	0.445
(4)	0.445



N.B. Se p (o c_{pe}) è > 0 il verso è concorde con le frecce delle figure

4.5.2 Calcolo dell'azione del vento sulle pareti e sulla copertura del magazzino dei pallet dell'altezza di 27 mt.

Classe di rugosità del terreno

D) Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,....)

Categoria di esposizione

ZONE 1,2,3,4,5					
	costa	500m	750m		
	mare	2 km	10 km	30 km	
A	--	IV	IV	V	V
B	--	III	III	IV	IV
C	--	*	III	III	IV
D	I	II	II	III	--

* Categoria II in zona 1,2,3,4
Categoria III in zona 5
** Categoria III in zona 2,3,4,5
Categoria IV in zona 1

ZONA 6					
	costa	500m			
	mare	2 km	10 km	30 km	
A	--	III	IV	V	V
B	--	II	III	IV	IV
C	--	II	III	III	IV
D	I	I	II	II	III

ZONE 7,8			
	mare	1.5 km	0.5 km
A	--	--	IV
B	--	--	IV
C	--	--	III
D	I	II	*

* Categoria II in zona 8
Categoria III in zona 7

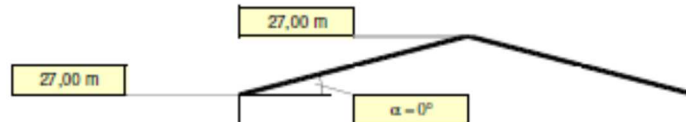
ZONA 9	
	costa
A	--
B	--
C	--
D	I

Zona	Classe di rugosità	a_s [m]
2	D	90

Cat. Esposiz.	k_f	z_0 [m]	z_{min} [m]	c_s
II	0,19	0,05	4	1

$c_{s,z}(z) = k_f^2 c_s \ln(z/z_0) [7+c_s \ln(z/z_0)]$ per $z \geq z_{min}$
 $c_{s,z}(z) = c_{s,z_{min}}$ per $z < z_{min}$

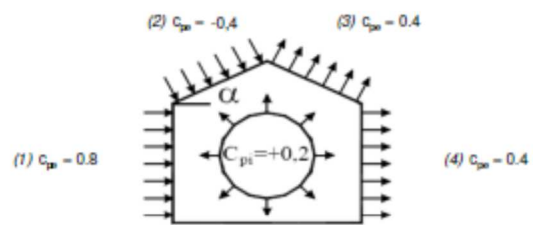
z [m]	c_s
$z \leq 4$	1,801
$z = 27$	3,019
$z = 27$	3,019



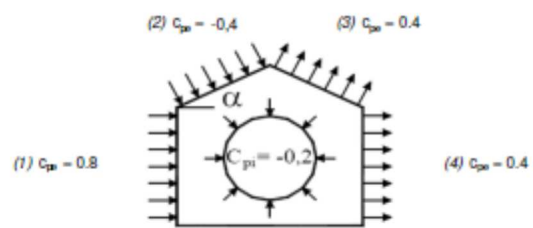
Coefficiente di forma (Edificio aventi una parete con aperture di superficie < 33% di quella totale)

Strutture stagne

(1)	c_p	p [kN/mq]
	0,80	0,945
(2)	c_p	p [kN/mq]
	-0,40	-0,472
(3)	c_p	p [kN/mq]
	0,40	0,472
(4)	c_p	p [kN/mq]
	0,40	0,472

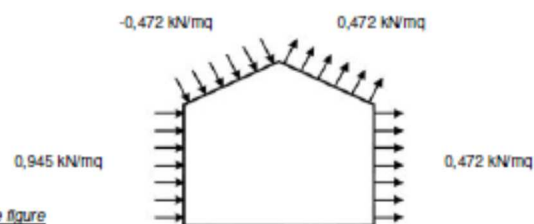


(1)	c_p	p [kN/mq]
	0,80	0,945
(2)	c_p	p [kN/mq]
	-0,40	-0,472
(3)	c_p	p [kN/mq]
	0,40	0,472
(4)	c_p	p [kN/mq]
	0,40	0,472



Combinazione più sfavorevole:

	p [kN/mq]
(1)	0,945
(2)	-0,472
(3)	0,472
(4)	0,472



N.B. Se p (o c_{pe}) è > 0 il verso è concorde con le frecce delle figure

4.5.2 Calcolo dell'azione del vento sul capannone adibito a picking (H pannelli = 13.5 mt.)

Classe di rugosità del terreno

D) Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,...)

Categoria di esposizione

ZONE 1,2,3,4,5						
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**
* Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5 ** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1						

ZONA 6					
A	--	III	IV	V	V
B	--	II	III	IV	IV
C	--	II	III	III	IV
D	I	I	II	II	III

ZONE 7,8			
A	--	--	IV
B	--	--	IV
C	--	--	III
D	I	II	*
* Categoria II in zona 8 Categoria III in zona 7			

ZONA 9		
A	--	I
B	--	I
C	--	I
D	I	I

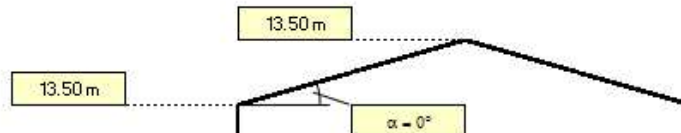
Zona	Classe di rugosità	a_r [m]
2	D	90

$$c_s(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)] \text{ per } z \geq z_{min}$$

$$c_s(z) = c_s(z_{min}) \text{ per } z < z_{min}$$

Cat. Esposiz.	k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]	c_t
II	0.19	0.05	4	1

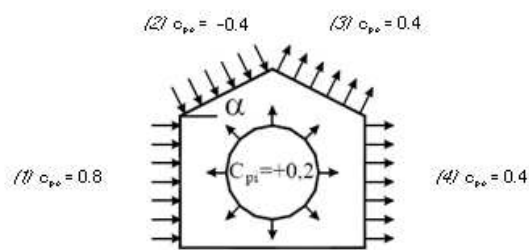
z [m]	c_s
$z \leq 4$	1.801
$z = 13.5$	2.546
$z = 13.5$	2.546



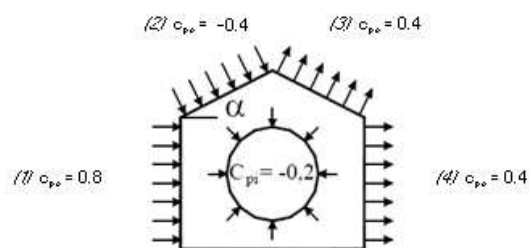
Coefficiente di forma (Edificio aventi una parete con aperture di superficie < 33% di quella totale)

Strutture stagne

(1)	c_p	p [kN/mq]
	0.80	0.797
(2)	c_p	p [kN/mq]
	-0.40	-0.398
(3)	c_p	p [kN/mq]
	0.40	0.398
(4)	c_p	p [kN/mq]
	0.40	0.398

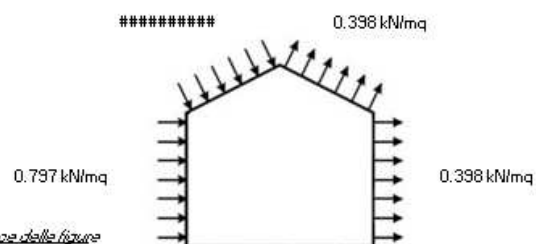


(1)	c_p	p [kN/mq]
	0.80	0.797
(2)	c_p	p [kN/mq]
	-0.40	-0.398
(3)	c_p	p [kN/mq]
	0.40	0.398
(4)	c_p	p [kN/mq]
	0.40	0.398



Combinazione più sfavorevole:

	p [kN/mq]
(1)	0.797
(2)	-0.398
(3)	0.398
(4)	0.398



N.B. Se p (o s) è > 0 il vento è convenzionale con le frecce delle figure

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 una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

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

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

Nel caso in esame, 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

DM 14/01/2008 - § 3.2.2

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 $i \leq 15^\circ$. 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 14/01/2008, 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 14/10/2008.

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:

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

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

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

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

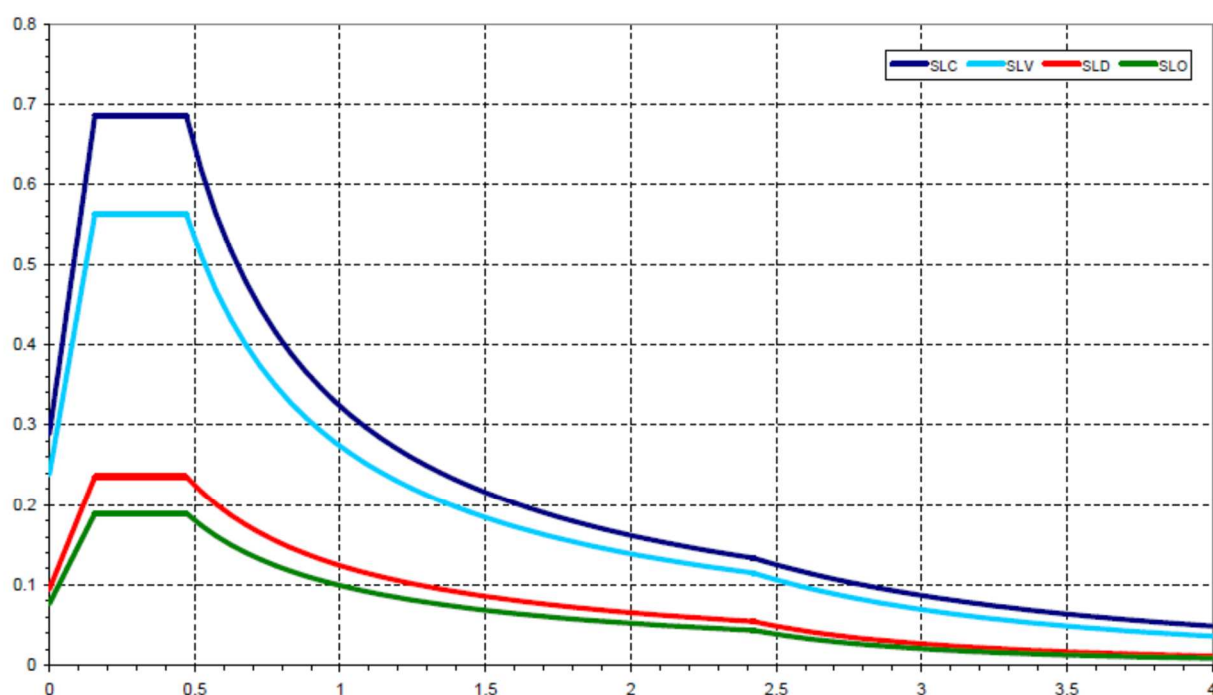


Figura 6.1.b: grafici dei diversi spettri di risposta elastici

6.2 Determinazione degli spettri di progetto gli stati limite ultimi

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.

Di seguito si riportano i coefficienti di struttura e gli spettri per i magazzini verticali e per la zona picking.

6.2.1 Magazzini verticali autoportanti in acciaio per pallet (27 mt) e scatole (H = 21 mt.)

Gli edifici destinati a magazzini automatizzati verticali senza alcuna presenza di personale, se non per la manutenzione, è concepito per resistere ai terremoti con un comportamento di tipo dissipativo, assumendo come **fattore di struttura $q = 1.5$** .

Ne risulta pertanto che lo spettro di progetto dei due magazzini verticali coincide con lo spettro elastico in precedenza riportato.

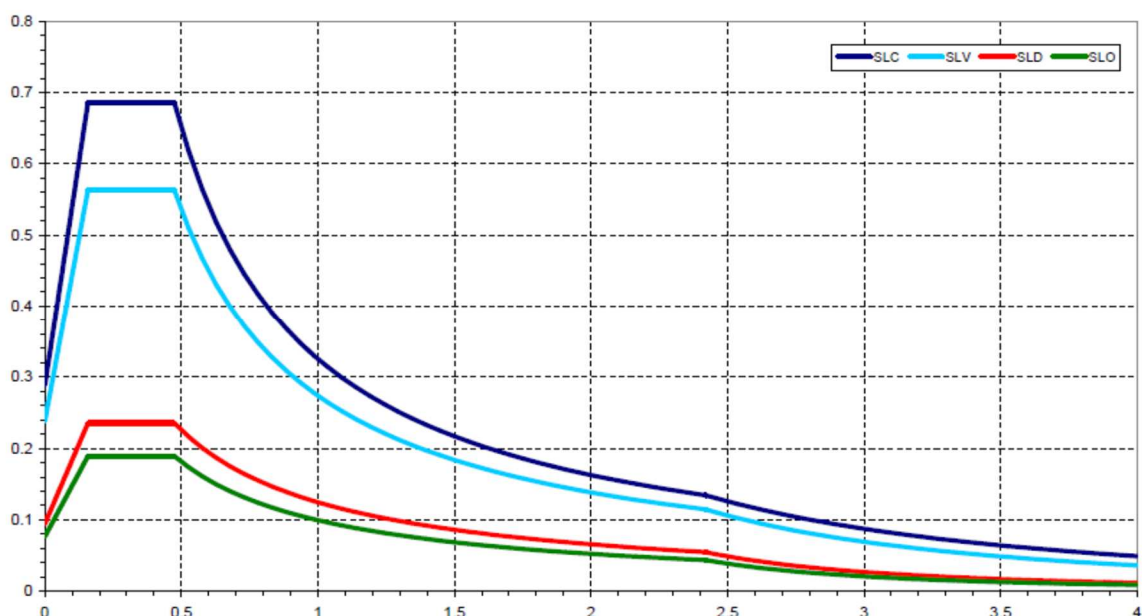


Figura 6.2.1.a: grafici dei diversi spettri di progetto per gli stati limite ultimi dei magazzini verticali

6.2.2 Capannone prefabbricato in c.a. dell' area Picking

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

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

$$\alpha_u / \alpha_1 = 1,1$$

$$K_R = 0,8$$

$$q = q_0 \cdot K_R =$$

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

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:

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

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

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

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

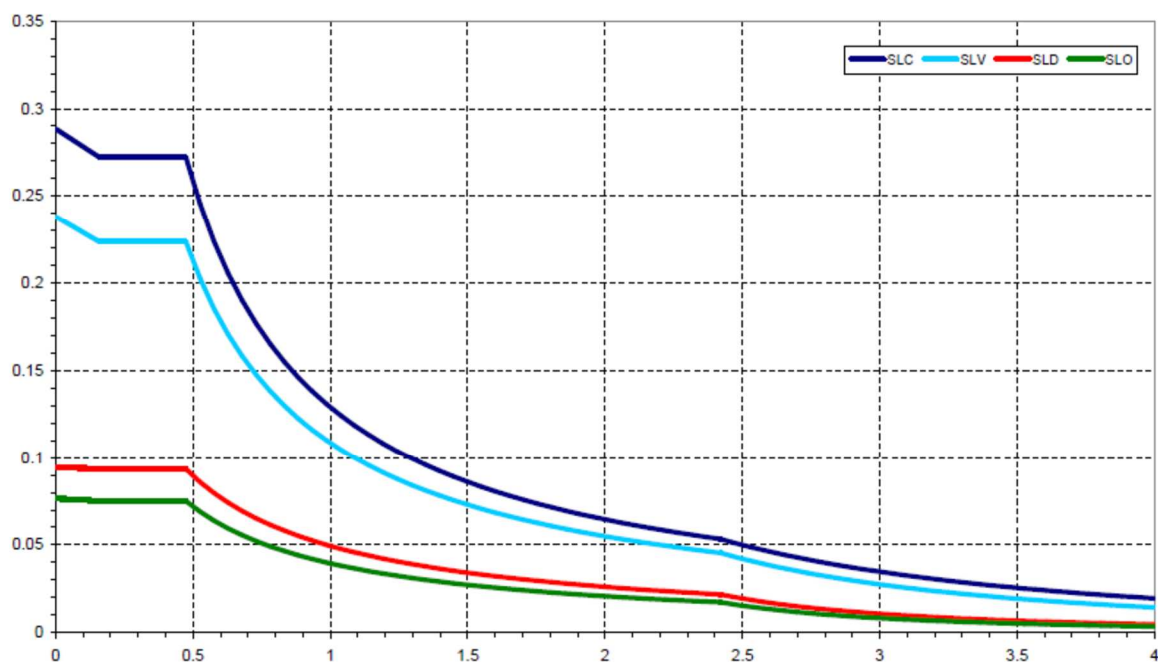


Figura 6.2.2.a: Grafici dei diversi spettri di progetto per gli stati limite ultimi del capannone dell'area Picking

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 20/25;**
 - Classe di Resistenza C20/25
 - Slump S3
- **Per strutture di fondazione (pali CFA, plinti e relativi cordoli di collegamento):**
 - Classe di resistenza C 25/30;
 - Contenuto minimo di cemento 280 Kg/m³
 - Rapporto acqua-cemento massimo 0,6.
 - Slump S4
 - Classe di esposizione XC2
- **Per strutture platee di fondazione;**
 - Classe di resistenza C 30/37;
 - Contenuto minimo di cemento 280 Kg/m³
 - Rapporto acqua-cemento massimo 0,6.
 - Slump S4
 - Classe di esposizione XC2
- **Strutture prefabbricate (pilastri, travi precomprese e tegoli precompressi di copertura)**
 - Classe di resistenza C 45/55;
 - Rapporto acqua-cemento massimo 0,60
 - Slump S4
 - Classe di esposizione XC1

R_{ck}	f_{ck}	f_{cd}	f_{ctm}	f_{ctd}	f_{bd}	E_c	ν
300	249	141.1	11.87	5.53	26.86	312.202	0.12
370	307.1	227.0	13.65	6.37	26.86	364.161	0.12
550	456.5	258.7	17.78	8.30	26.86	364.161	0.12

Tabella 7.1.a: 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 14/01/2018

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 volumetrica pari al 97% della massa volumetrica 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:

- Pilastrini: 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):
 $1.15 \leq (f_i / f_y)_k < 1.35$
- 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

7.3 Acciaio per magazzini verticali

Le strutture in acciaio del **magazzino autoportante dei pallet** saranno realizzate con acciaio in classe 200 secondo le norme FEM 9.831 nel rispetto delle sotto riportate prescrizioni geometriche:

- a) La freccia massima dei correnti sarà pari ad 1/200.
- b) La freccia massima dei tronchetti sarà pari a 5 mm.

Le strutture in acciaio del **magazzino autoportante delle scatole** saranno realizzate con acciaio in classe 100 secondo le norme FEM 9.831 nel rispetto delle sotto riportate prescrizioni geometriche:

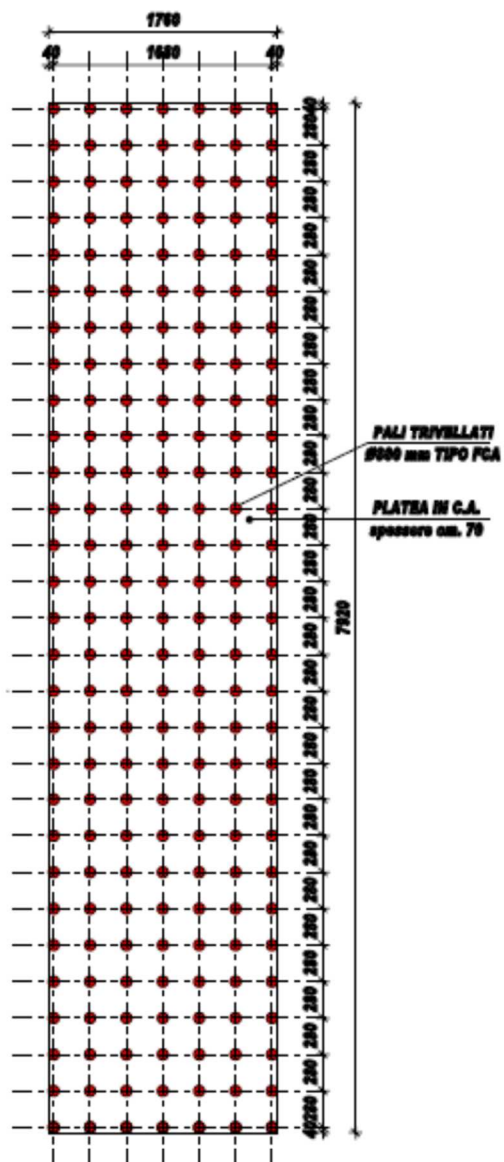
- a) La freccia massima dei correnti sarà pari ad 1/300.
- b) La freccia massima dei tronchetti sarà pari a 5 mm.

DI SEGUITO SI RIPORTANO I SEGUENTI SCHEMI DI MASSIMA

- a) **Fondazione del magazzino scatole.**
- b) **Fondazione del magazzino pallet.**
- c) **Sezione trasversale del magazzino pallet.**
- d) **sezione4 longitudinale del magazzino pallet.**
- e) **Plinto tipo della zona Picking.**
- f) **Pianta piano terra zona picking.**
- g) **Pianta piano 1° e 2° zona picking**
- h) **Pianta copertura della zona picking.**
- i) **Sezioni zona picking.**

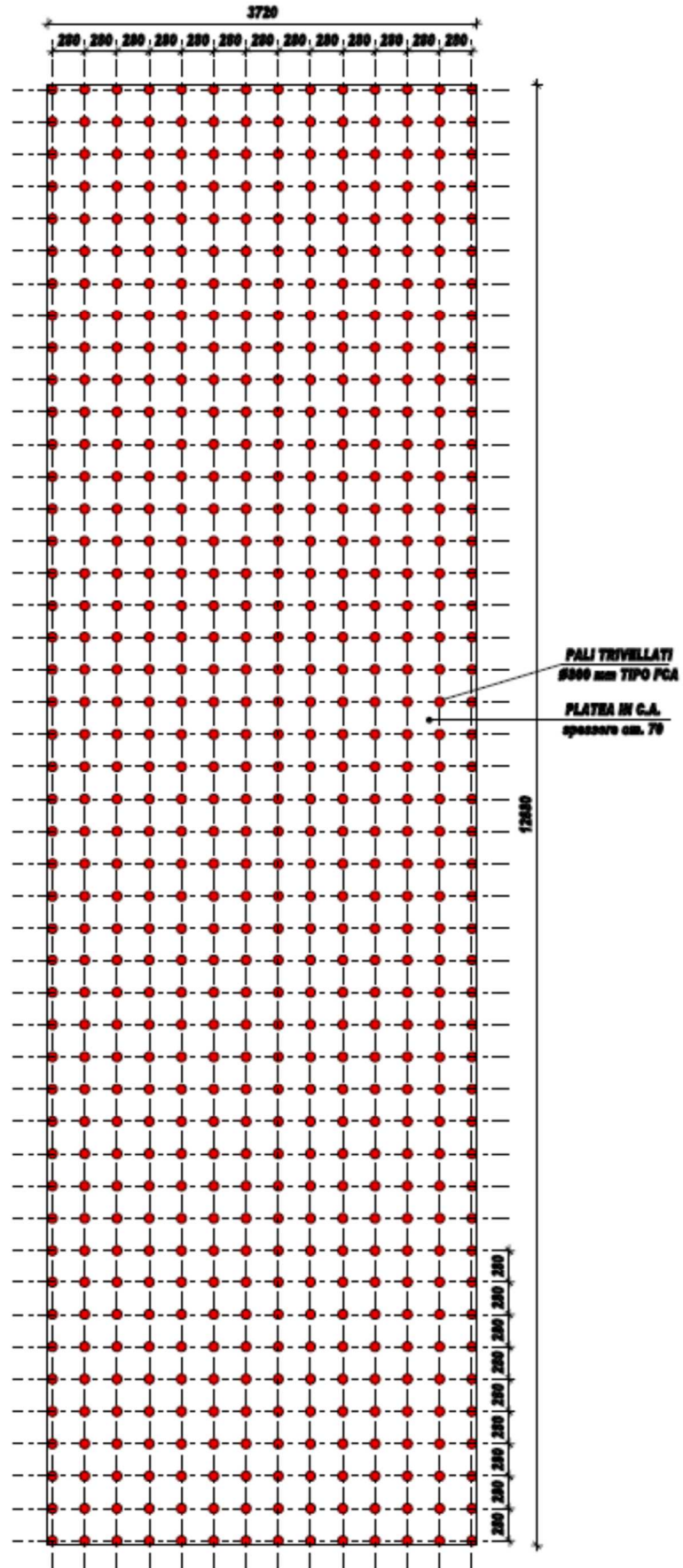
MAGAZZINO SCATOLE

**SCHEMA DI MASSIMA DELLA PLATEA DI FONDAZIONE (sp. cm. 70 circa)
e relativi PALI TRIVELLATI Ø800 mm TIPO FCA della profondità di circa 15 ml.**

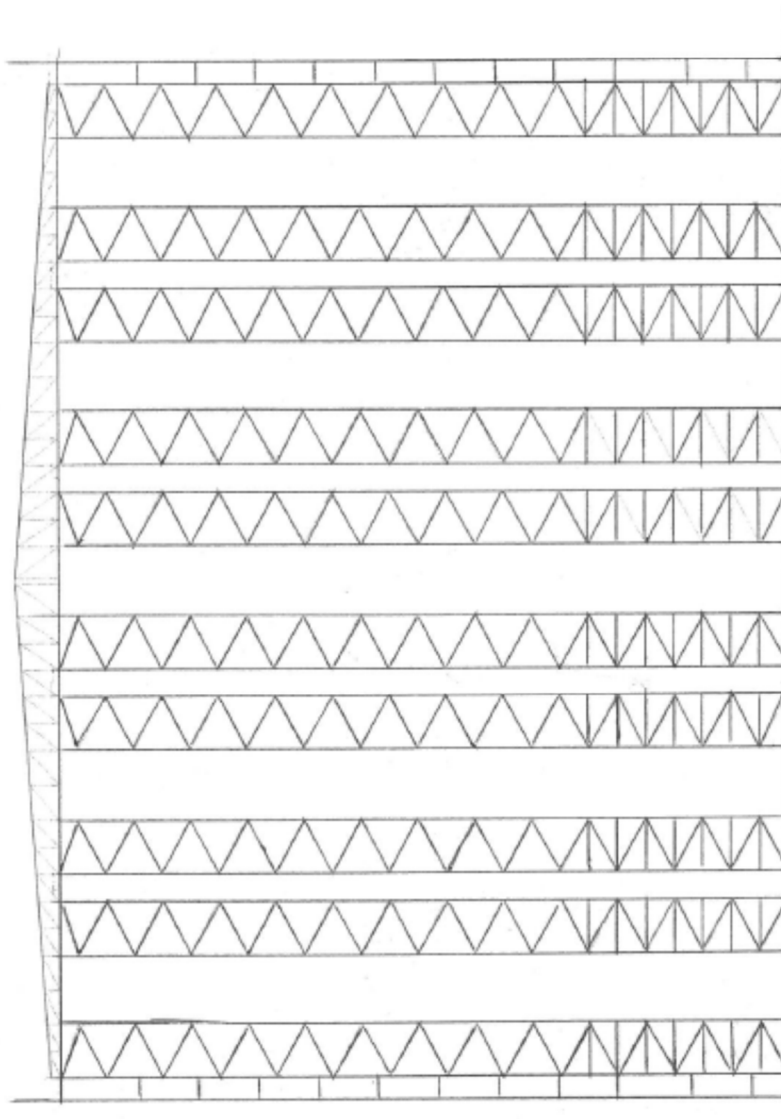


MAGAZZINO PALLET

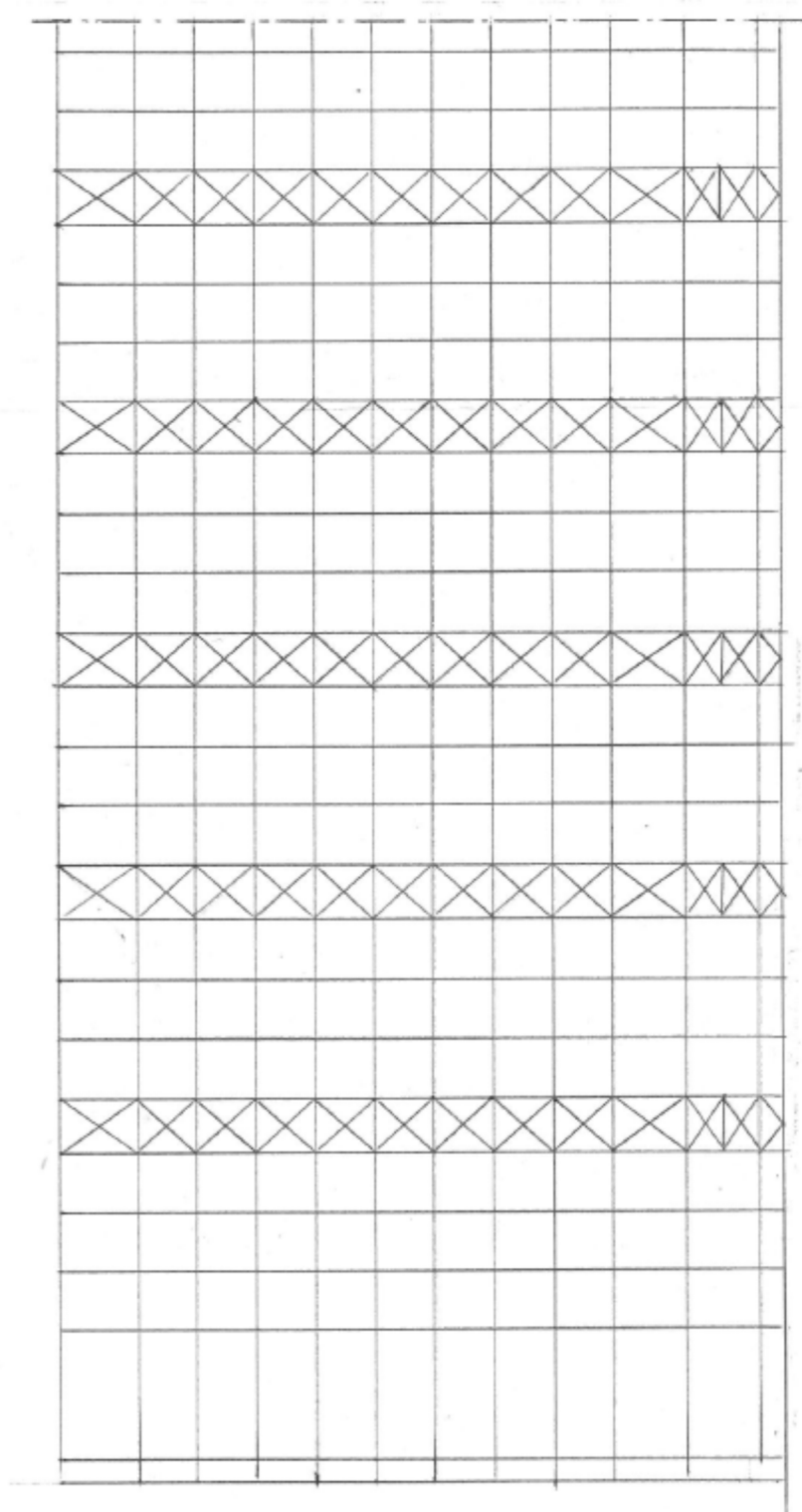
**SCHEMA DI MASSIMA DELLA PLATEA DI FONDAZIONE (sp. cm. 70 circa)
e relativi PALI TRIVELLATI Ø800 mm TIPO FCA della profondità di circa 15 ml.**



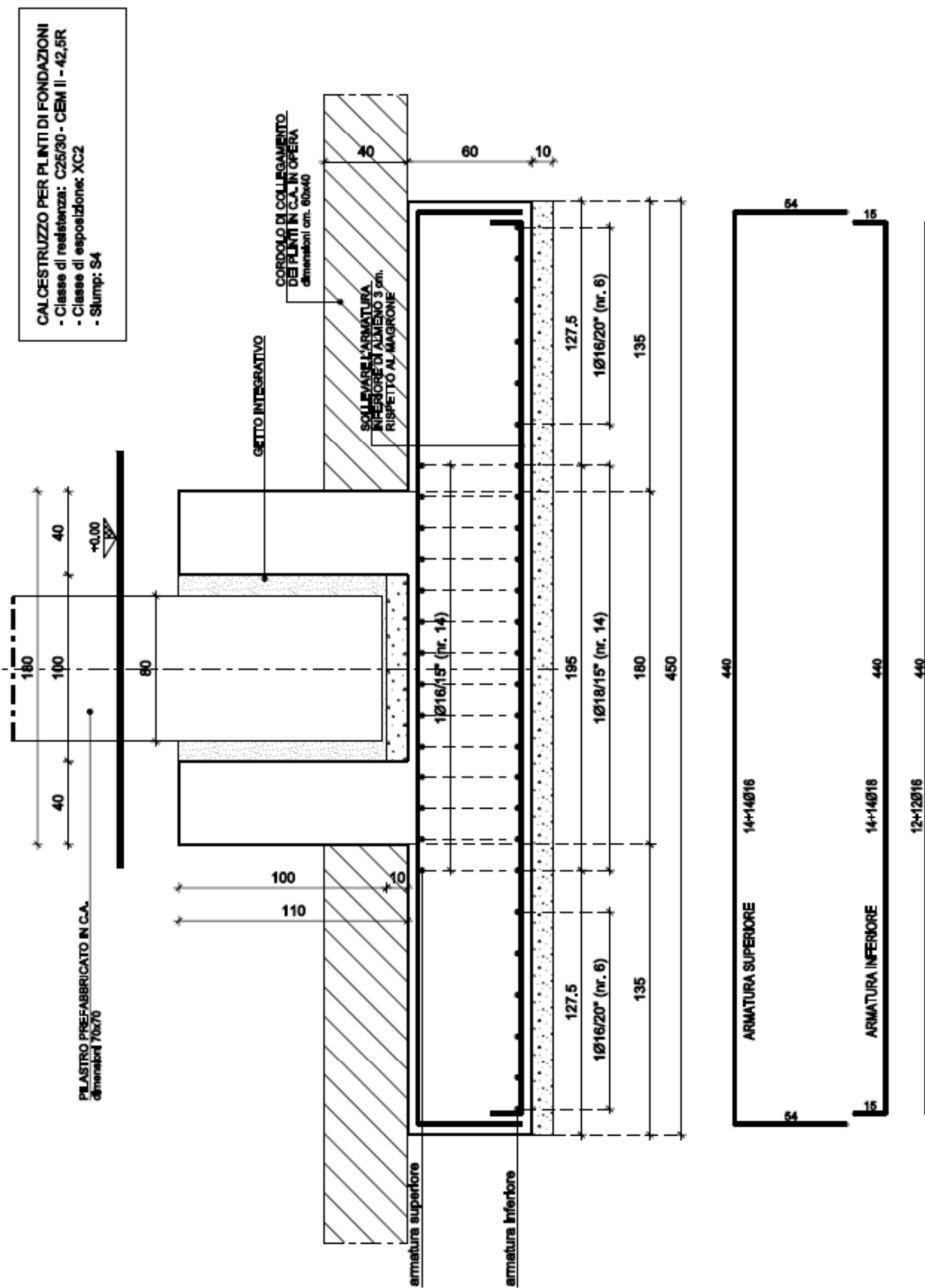
SEZIONE TRASVERSALE TIPICA A-A

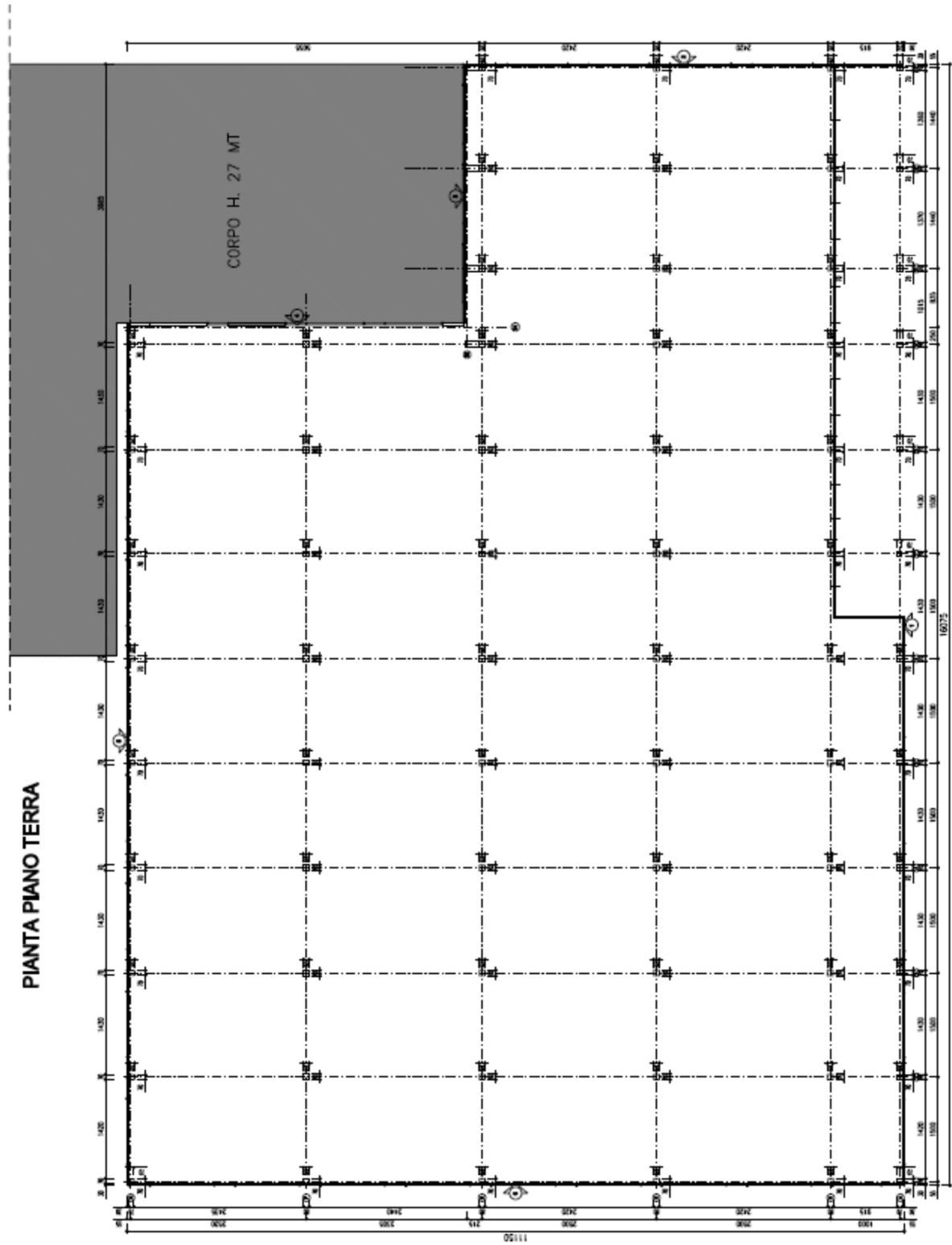


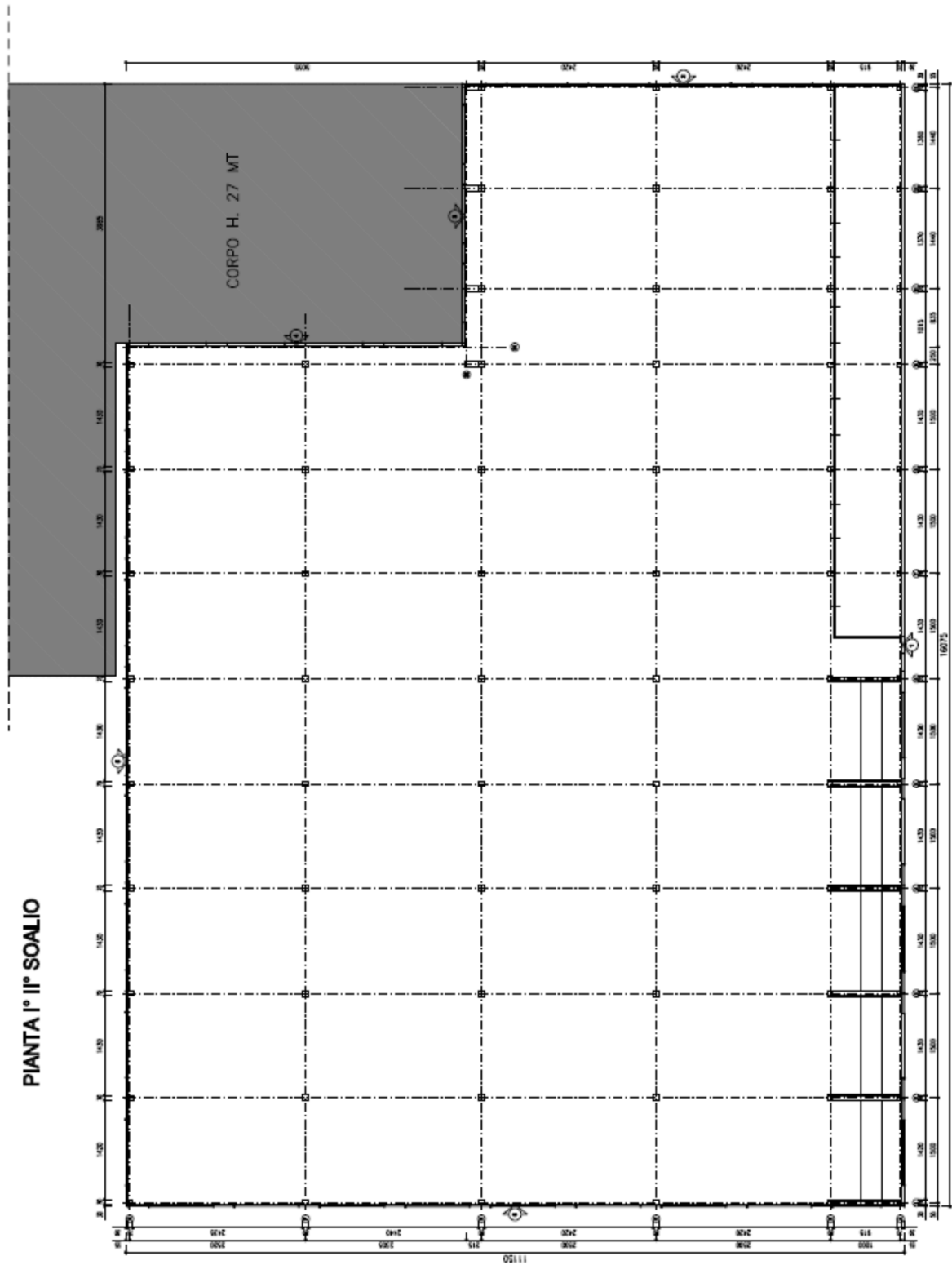
SEZIONE LONGITUDINALE TIPICA B-B



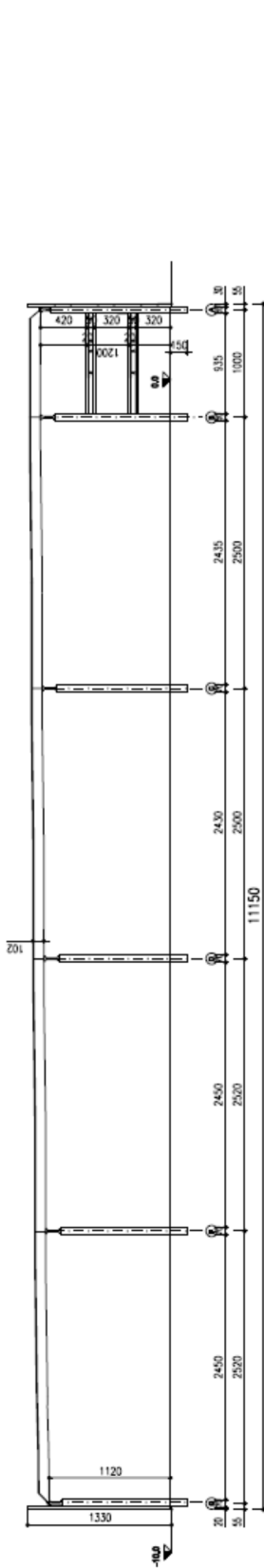
CAPANNONE PREFABBRICATO
PLINTO TIPO REALIZZATO IN OPERA
dimensione 450x450x60



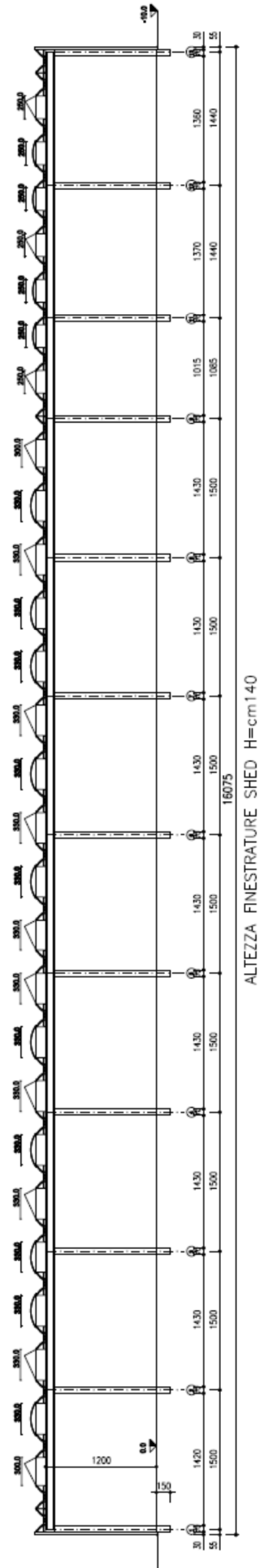




SEZIONE -Y ASSE 1-1



SEZIONE X ASSE A-A



ALTEZZA FINESTRATURE SHED H=cm140