



REGIONE SICILIA
PROVINCE DI RAGUSA E CATANIA
COMUNI DI ACATE E CALTAGIRONE

PROGETTO:

Progetto per la realizzazione di un impianto agrofotovoltaico per la produzione di energia elettrica, delle opere connesse e delle infrastrutture indispensabili denominato "BIDDINE"

Progetto Definitivo

PROPONENTE:

Renantis Sicilia S.r.l.
(già Falck Renewables Sicilia S.r.l.)
P.iva e C.f. 10531600962
Sede legale in Corso Italia, 3 20122- Milano



ELABORATO:

Relazione Predimensionamento Strutturale

PROGETTISTI COORDINATORI:

BLC s.r.l.
Via Umberto Giordano, 152 - 90144 Palermo (PA)
P.IVA 07007040822

Ing. Eugenio Bordonali
Ing. Gabriella Lo Cascio



Scala:

-

Tavola:

1.3

PROGETTISTI:

Ing. Riccardo Baratta
Ing. Caterina Giacona



Data:

11 Aprile 2023

Rev.	Data	Descrizione
00	11 Aprile 2023	prima emissione



Sommario

1.	INTRODUZIONE	3
1.1	DESCRIZIONE GENERALE DELLE STRUTTURE	4
1.2	CARATTERISTICHE GEOLOGICHE DEL SITO	8
1.2.1	INQUADRAMENTO GEOGRAFICO E MORFOLOGICO	8
1.2.2	INQUADRAMENTO GEOLOGICO	12
2.	INFORMAZIONI SULL'ANALISI SVOLTA	13
2.1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	13
2.2	REFERENZE TECNICHE (Cap. 12 D.M. 17.01.2018)	13
2.3	MISURA DELLA SICUREZZA	13
2.4	MODELLI DI CALCOLO	14
2.5	TIPO DI ANALISI SVOLTA	15
3.	AZIONI AGENTI	17
3.1	PESO PROPRIO DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	17
3.2	CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI	17
3.3	CARICHI VARIABILI LEGATI ALLA DESTINAZIONE D'USO	17
3.4	AZIONI AMBIENTALI E NATURALI	17
3.5	DESTINAZIONE D'USO E SOVRACCARICHI PER LE AZIONI ANTROPICHE	18
3.6	AZIONE SISMICA	20
3.7	AZIONI DOVUTE AL VENTO	26
3.8	AZIONI DOVUTE ALLA TEMPERATURA	29
3.9	AZIONE DOVUTA ALLA NEVE	29
3.10	COMBINAZIONI DI CALCOLO	30
3.11	COMBINAZIONE DELLE AZIONI SULLA COSTRUZIONE	31
4.	GENERALITA' SUI MATERIALI IMPIEGATI	32
4.1	CARATTERISTICHE DEL CONGLOMERATO CEMENTIZIO	32
4.2	CARATTERISTICHE DELL'ACCIAIO	37



5.	DIMENSIONAMENTO FONDAZIONI	42
5.1	PALI DI FONDAZIONE	42
5.2	CAPACITA' PORTANTE DEI PALI DI FONDAZIONE.....	42
6.	CRITERI GENERALI DI CALCOLO.....	47
6.1	TIPO DI ANALISI E MOTIVAZIONE.....	47
6.2	VERIFICHE STRUTTURALI AGLI SLU E SLE	48
7.	TRACKERS MONOASSIALI.....	50
7.1	METODOLOGIE DI CALCOLO	50
7.2	DEFINIZIONE DELLE AZIONI ELEMENTARI	50
7.2.1	PESO DEGLI ELEMENTI IN ELEVAZIONE	50
7.2.2	AZIONE DEL VENTO	51
7.2.3	AZIONE DELLA NEVE.....	51
7.3	COMBINAZIONE DI CARICO	52
7.4	COMBINAZIONE DI CARICO	52
8.	PIASTRE DI FONDAZIONE	53
8.1	METODOLOGIE DI CALCOLO	53
8.2	DEFINIZIONE DELLE AZIONI ELEMENTARI	53
8.3	VERIFICHE STRUTTURALI.....	54

1. INTRODUZIONE

La presente relazione ha lo scopo di illustrare le metodologie di calcolo applicate per il dimensionamento delle strutture di sostegno dei pannelli che saranno installati nell'ambito del progetto di un impianto fotovoltaico da 35,015 MWp da realizzarsi nel territorio del comune di Acate (RG) denominato "Biddine" che la società Renantis Sicilia S.r.l. – già Falck Renewables Sicilia s.r.l... intende realizzare nel territorio dei Comuni di Acate (RG) sito nella C.da Biddine con opere di connessione ricadenti nei comuni di ACATE (RG), VITTORIA (RG), CALTAGIRONE (CT). Il progetto consiste nella realizzazione di un impianto fotovoltaico con potenza di picco del generatore di 35,015 MWp C.A. e prevede l'installazione di n° 57.876 moduli fotovoltaici bifacciali in silicio monocristallino da 605 Wp ciascuno, su strutture mobili. Il presente progetto agrovoltaiico prevede pertanto il posizionamento di pannelli fotovoltaici per 35,015 MWp su tracker con montaggio dei moduli elevati di 2.44 m da terra, in condizione di rotazione dei moduli stessi paralleli al terreno, in modo da non compromettere la continuità delle attività di coltivazione agricola e pastorale. Si descriveranno i criteri generali e specifici utilizzati per i dimensionamenti delle strutture in elevazione ed in fondazione dimostrandone la coerenza con la normativa strutturale vigente. Il calcolo è stato sviluppato per un tracker tipo, corrispondente alla metà di un tracker reale individuato tra il bordo esterno e l'asse di simmetria centrale, rappresentativo delle condizioni al contorno di tutte le aree di progetto. In fase esecutiva potrà essere approfondito lo studio individuando delle sottoaree con caratteristiche geotecniche simili e differenziare diverse tipologie di strutture e fondazioni in funzione delle caratteristiche riscontrate. Le strutture scelte sono ad inseguimento monoassiale, che potranno assumere, quindi, durante le diverse ore del giorno diverse configurazioni, intese come varie inclinazioni del piano dei pannelli. Nel calcolo presente si è tenuto conto della condizione più gravosa per il dimensionamento delle strutture ad inseguimento, che si concretizza nella configurazione in cui i pannelli sono inclinati rispetto all'orizzontale di 60°. In questo caso, infatti, l'azione del vento diventa la massima possibile in quanto diventa massimo il coefficiente di forma come prescritto dalla normativa vigente. Nelle pagine seguenti si daranno inoltre indicazioni circa le caratteristiche dei materiali che dovranno avere le cabine prefabbricate e le fondazioni dei container realizzate in calcestruzzo armato.

1.1 DESCRIZIONE GENERALE DELLE STRUTTURE

L'impianto fotovoltaico in oggetto sarà, come già detto, composto da strutture del tipo ad inseguimento monoassiale. La caratteristica di questo impianto comporta che le strutture di sostegno dei pannelli avranno un sistema meccanico che permetterà la rotazione del piano dei pannelli nella direzione est-ovest. I pannelli fotovoltaici avranno dimensione di 1.134 x 2.465 m circa e saranno montati su entrambe le strutture di sostegno su due file parallele, in direzione nord-sud. Ogni tracker indipendente ospiterà 26 pannelli e saranno movimentati mediante un unico motore elettrico. Le strutture di sostegno dei moduli fotovoltaici sono ad inseguimento monoassiale con asse di rotazione lungo la direttrice Nord – Sud e permettono al piano dei pannelli di seguire la rotazione del sole E-O. I pannelli sono collegati, per mezzo di profilati trasversali, ad un'asse centrale che ruota attorno alla direttrice nord-sud grazie ad un dispositivo meccanico. L'asse orizzontale è posto ad una altezza pari a 2,44 m fuori terra, con un angolo di rotazione di +/- 60°, sfruttando così al meglio l'assorbimento dell'energia solare.

Il corrente che governa il moto della struttura è sostenuto da n.3 pilastri cui è collegato mediante delle cerniere con asse parallelo all'asse di rotazione. Nella cerniera centrale trova collocazione una ghiera metallica che, collegata ad un motore ad azionamento remoto, regola l'inclinazione del piano dei pannelli. I pilastri di sostegno sono immorsati nel terreno ad una profondità variabile in funzione delle caratteristiche meccaniche e litostratigrafiche dei terreni di fondazione. Le modalità di ammorsamento di tali profilati variano dalla infissione (battitura) alla trivellazione. In alcuni casi le fondazioni potrebbero consistere anche in zavorre in c.a... La struttura proposta è rappresentata nella figura seguente. La giunzione trave-pilastro avverrà tramite snodi mobili capaci di far ruotare la trave attorno al proprio asse. Alla trave principale saranno collegati le travi secondarie che sosterranno i pannelli. La rotazione attorno all'asse orizzontale sarà eseguita mediante un motore elettrico montato in corrispondenza della mezzeria della struttura. La dimensione massima della struttura in direzione nord-sud sarà di 15,37 m. I pilastri saranno in acciaio tipo S355, le travi principali e secondarie in acciaio S235. Le fondazioni saranno realizzate mediante pali infissi in acciaio di sezione IPE 240 e profondità di 3.80 m. In fase esecutiva, a seguito di approfondimento geologico, si potrà optare per una fondazione superficiale, o profonda mediante pali trivellati e gettati in opera. Il calcolo è stato condotto per una struttura sollecitata con i carichi previsti dal D.M. 17/01/2018 rappresentativa delle strutture installate.

La struttura proposta è rappresentata nella seguente figura.

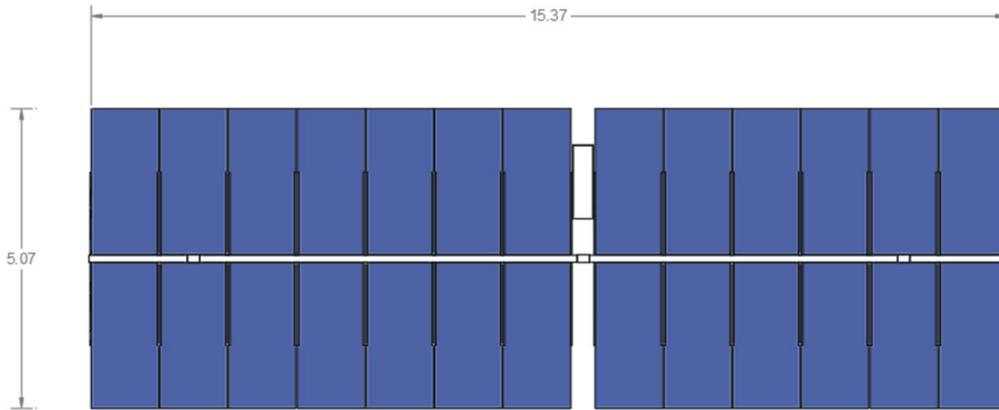


Figura 1- Pianta struttura Tracker da 26 moduli

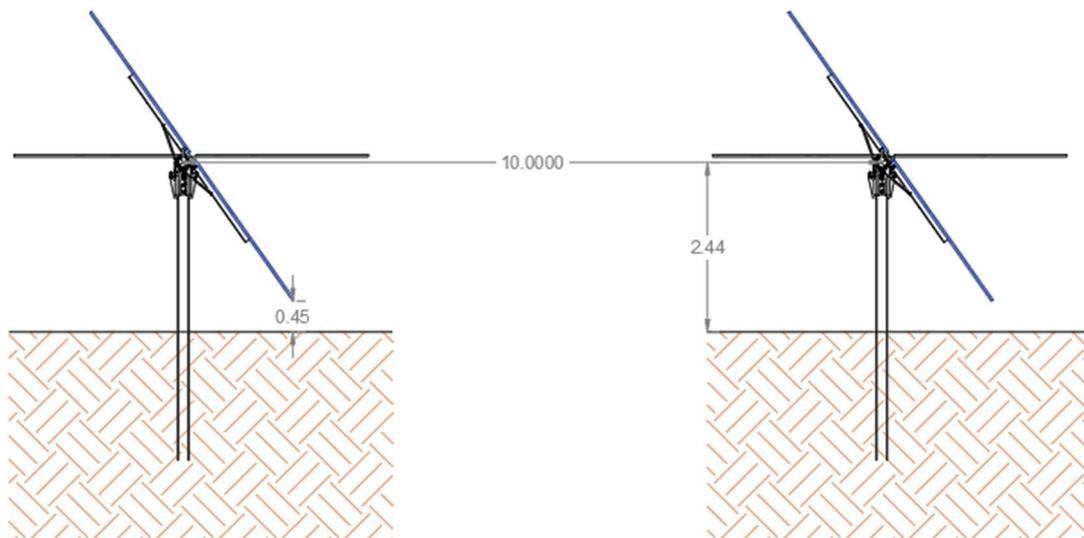


Figura 2- Sezione struttura Tracker da 26 moduli

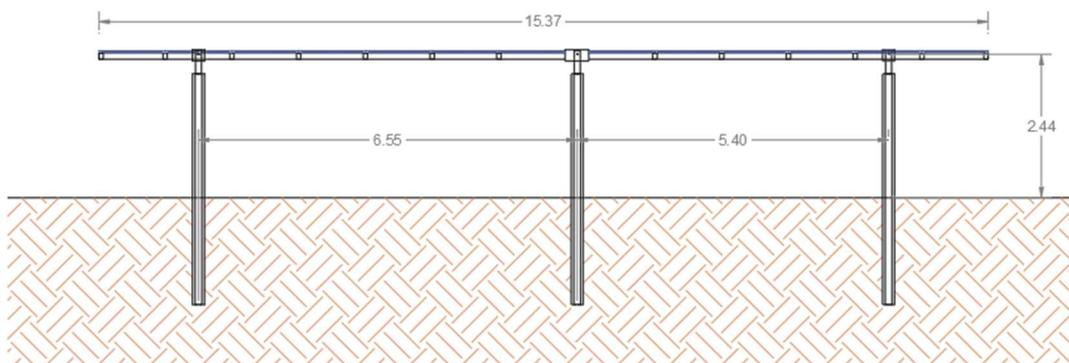


Figura 3- Prospetto struttura Tracker da 26 moduli

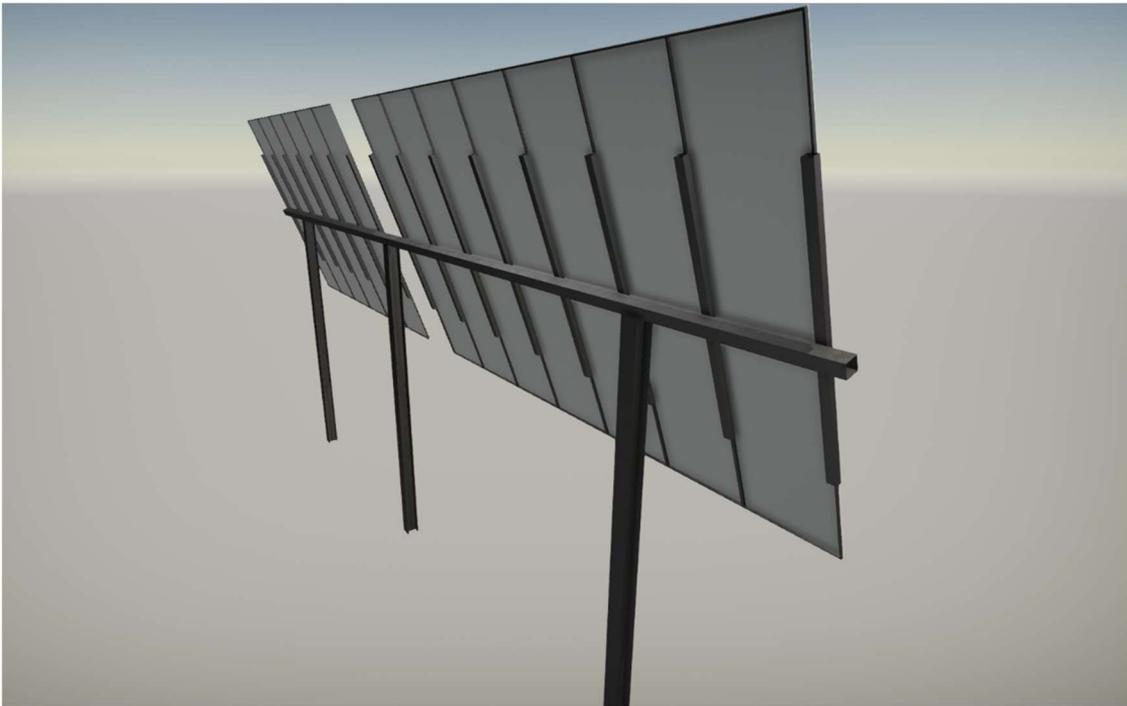


Figura 4- Vista 3D

Le cabine di parallelo saranno composte da una struttura tipo container all'interno della quale saranno installate le apparecchiature elettriche. La struttura di un container è composta da un parallelepipedo metallico saldato. Tutti i container sono costituiti da acciaio CorTen, ovvero un acciaio con elevati doti di resistenza alla corrosione e alla tensione. Questo rende il container un oggetto molto resistente all'invecchiamento potendo restare in uso per anni anche esposto alle intemperie. Il telaio è composto da longheroni perimetrali inferiori / superiori e da quattro montanti. Questi convergono negli otto angoli fondamentali saldandosi ai cosiddetti "Blocchi d'Angolo", elementi specifici per il fissaggio sui vari mezzi di trasporto. Grazie ai blocchi d'angolo, carrelli elevatori, carriponte, gru e Straddle Carrier possono facilmente trasferire i container. I tamponamenti principali sono costituiti da lamiera grecate (di varie sezioni) che oltre al contenimento svolgono anche la funzione di controventatura. Nella parte posteriore sono presenti due ante di chiusura dotate di guarnizioni perimetrali e da aste di serraggio. Le aste una volta serrate svolgono anch'esse funzione di controvento. Le power station saranno posate su piastre di calcestruzzo strutturale calcolate per la distribuzione del carico sul terreno di fondazione. Il locale guardiania è realizzato con la tipologia di cabina prefabbricata. La struttura della cabina è del tipo monoblocco scatolare costituito dal pavimento e quattro pareti con tetto rimovibile; viene realizzata con calcestruzzo confezionato in stabilimento mediante centrale di betonaggio automatica e additivato con idonei fluidificanti e impermeabilizzanti: ciò permette di ottenere adeguata protezione contro le infiltrazioni d'acqua per capillarità e protezione dall'esterno. L'armatura sarà realizzata con rete elettrosaldato a doppia maglia, irrigidita agli angoli da barre a doppio T, onde conferire al manufatto una struttura monolitica e una gabbia

equipotenziale di terra omogenea su tutta la struttura (gabbia di Faraday). Lo spessore delle pareti laterali è di 13 cm alla base in prossimità del pavimento e di 10 cm in prossimità del tetto. Il pavimento, costituito da una soletta piana dello spessore di 12 cm, è dimensionato per sostenere il carico trasmesso dalle apparecchiature elettromeccaniche. Il tetto costituito da una soletta piana dello spessore di 13 cm, realizzata con rete elettrosaldata e ferro nervato, è impermeabilizzato mediante guaina ardesiata dello spessore di 4mm; lo stesso, ancorato alla struttura mediante delle piastre, è smontabile, quando necessario, per agevolare l'ingresso e l'uscita delle apparecchiature. Gli elementi costruttivi ed in particolare la copertura e le pareti della cabina risultano conformi ai requisiti di resistenza al fuoco ai sensi del D.M. 16/02/2007, rispettivamente per le classi REI 60 e REI 30 conservando per 60 e 30 minuti la resistenza meccanica, la tenuta e l'isolamento termico alle fiamme e ai gas caldi in emergenza d'incendio. Le cabine sono prodotte in serie dichiarata in conformità all'attestato di qualificazione dei prodotti e dello stabilimento di produzione, rilasciata dal MM LL PP servizio tecnico centrale di Roma. I basamenti a supporto dei box, saranno realizzati in cemento armato vibrato, di altezza netta interna di 50cm, i quali saranno poggiati su di un letto di 10-15cm di sabbia livellata e rullata.

1.2 CARATTERISTICHE GEOLOGICHE DEL SITO

Di seguito vengono riportate le caratteristiche generali del sito in cui verrà realizzato l'impianto, ponendo l'attenzione sull'inquadramento geografico, morfologico e geologico.

1.2.1 INQUADRAMENTO GEOGRAFICO E MORFOLOGICO

L'area per l'installazione dell'impianto agro fotovoltaico, suddiviso in 4 lotti (A, B, C e D) denominato "BIDDINE" ricade nel territorio comunale di Acate (RG) in C.da Biddine, su lotti di terreno distinti al N.T.C. del Comune di Acate:

- Lotto A: foglio 2, p.lle 268 – 291
- Lotto B: foglio 2, p.lle 254 – 261 – 280 – 40
- Lotto C: foglio 2, p.lle 245 – 246 – 247 – 248
- Lotto D: foglio 2, p.lle 259 – 260 – 270 -272 -273 – 274 – 275 - 277 – 272 - 273 – 259 – 271 – 276 – 270 – 274 – 275 - 277

mentre le opere di connessione ricadono in contrada Marfisa nel comune di Caltagirone (CT) sul lotto di terreno distinto al N.C.T. del Comune di Caltagirone:

- foglio 239 p.lle 269 – 193 – 270 – 194 – 293 - 195

Dal punto di vista cartografico, l'area di progetto (impianto agro-fotovoltaico+cavidotto+stazione di utenza) si colloca sulla cartografia I.G.M. in scala 1:25.000 edita dall'Istituto Geografico Militare è inquadrata nella Serie 273 – III – SO (Acate) e 273 [Impianto FV] e Serie 273 - III – NO (Mazzarrone) [Opere di connessione], mentre sulla Carta Tecnica Regionale in scala 1:10.000 edita dalla Regione Siciliana l'area d'impianto ricade tra la Sezione - 644100 (Torre di Terrana) - 644110 (Mazzarrone) - 644140 (Acate) - 644150 (Pedalino) [Impianto FV] - 644020 (Masseria Valle Pilieri) - 644060 (Santo Pietro) - 644070 (Granieri) [Opere di connessione].

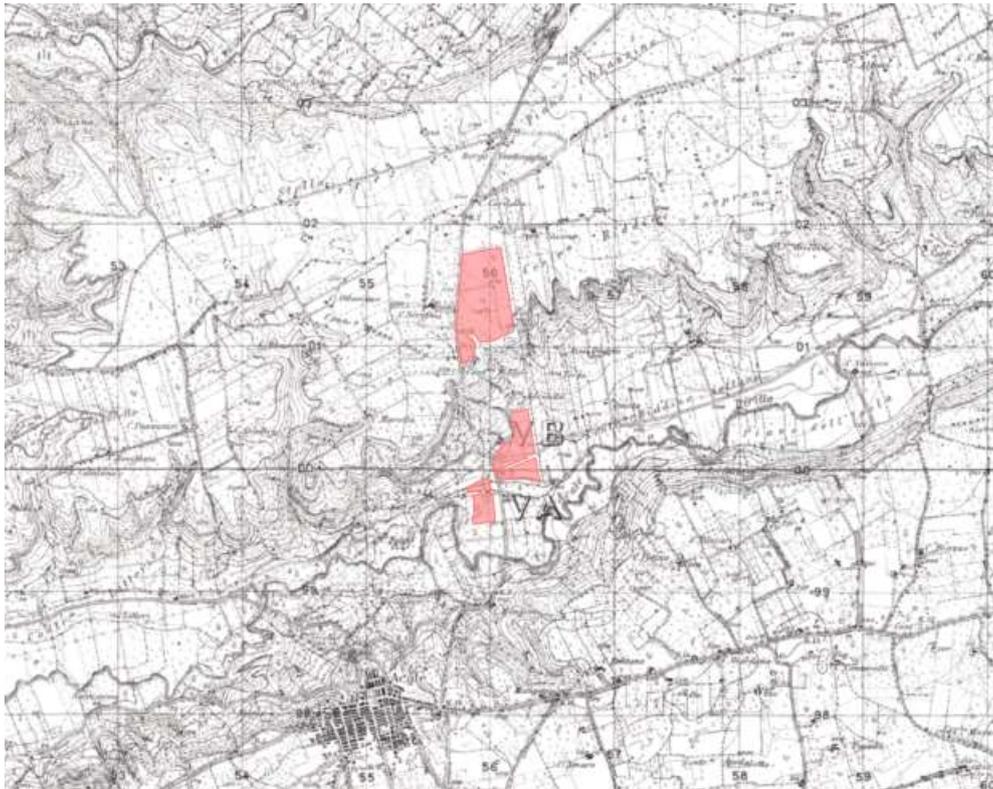


Figura 2- Inquadramento territoriale su I.G.M. dell'impianto

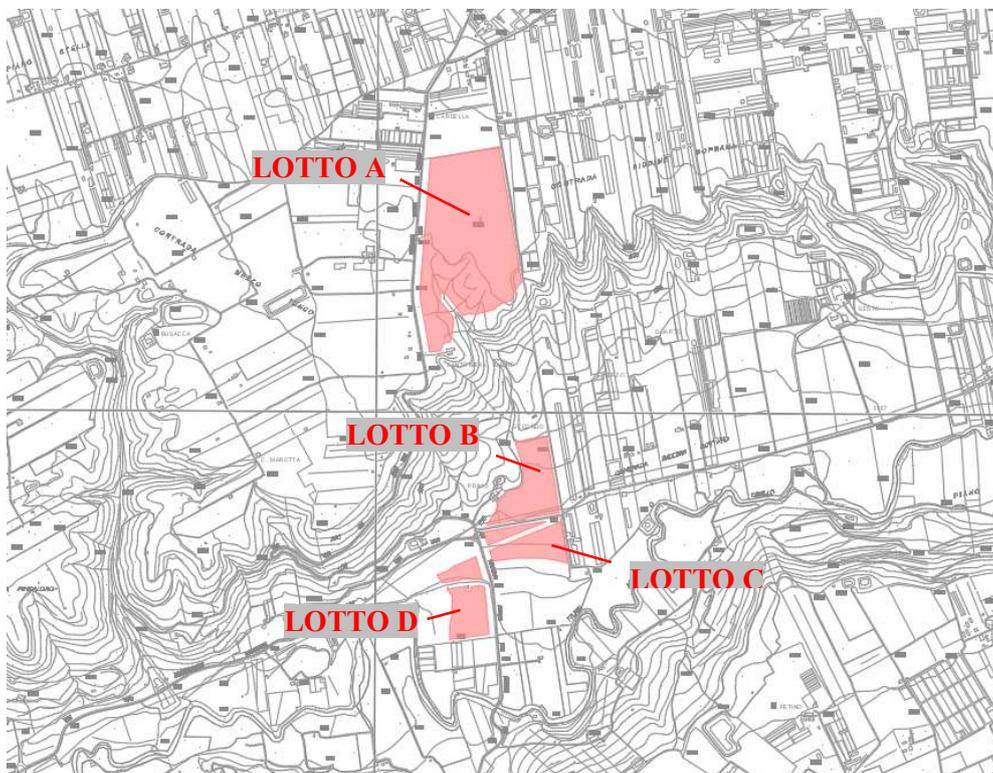


Figura 3 - Inquadramento territoriale su C.T.R. dell'impianto

I baricentri delle quattro macro aree dell'impianto, sono individuati dalle seguenti coordinate geografiche:

	Latitudine	Longitudine	H (s.l.m.)
Lotto A	37° 3' 19.92''N	14°30'14.13'' E	230 m
Lotto B	37°2'41.57''N	14°30'24.75''E	102 m
Lotto C	37°2'36.26''N	14°30'26.84''E	95 m
Lotto D	37°2'28.53''N	14°30'14.23''E	90 m

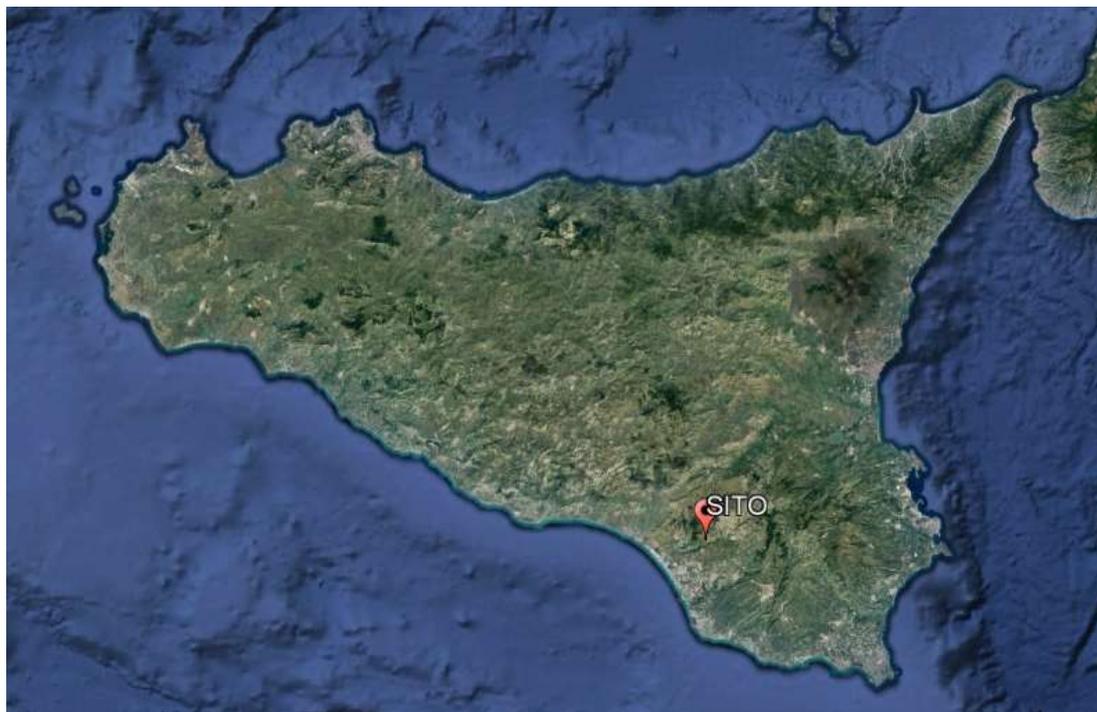


Figura 4 – Inquadramento generale area impianto

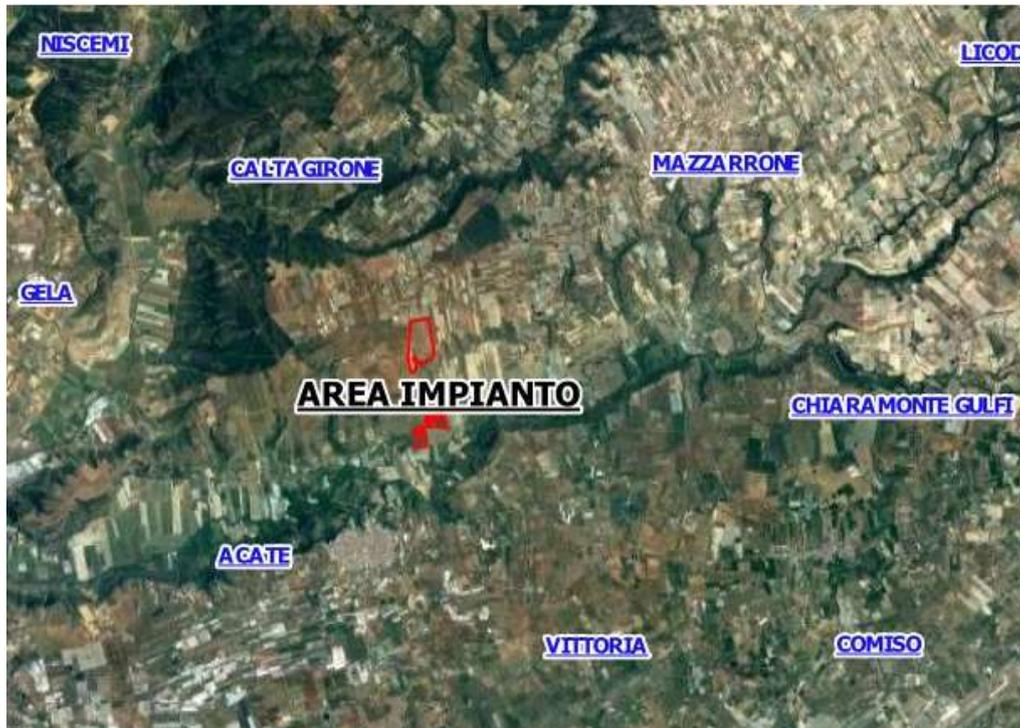


Figura 5 - Inquadramento territoriale area impianto

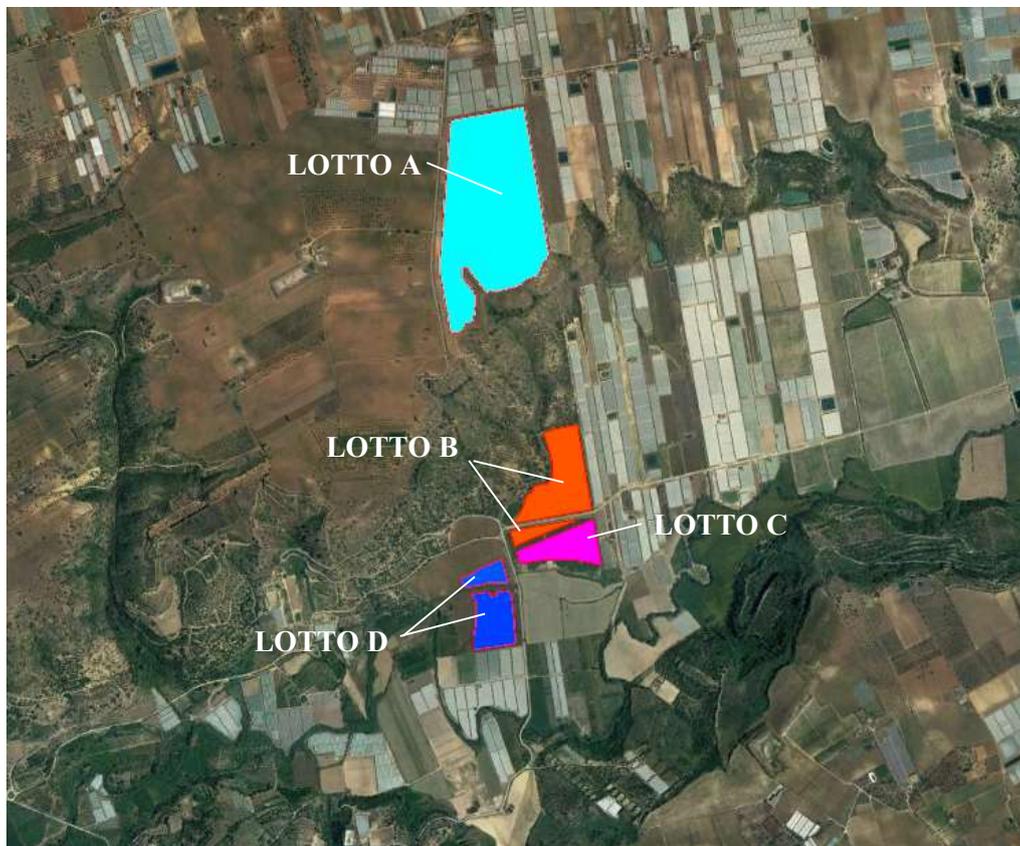


Figura 6 - Inquadramento locale area impianto

1.2.2 INQUADRAMENTO GEOLOGICO

Dall'analisi degli affioramenti geologici nei dintorni dell'area in esame ("Carta geologica d'Italia – Foglio 268 Caltanissetta" E. Beneo - Servizio geologico Italiano 1955 e "Carta geologica del settore centro meridionale dell'Altopiano Ibleo", redatta dal Mario Grasso e pubblicata a cura dell'Istituto di Geologia e Geofisica dell' Università di Catania ed elaborata in scala 1:50.000) litostratigraficamente dall' alto verso il basso possiamo distinguere i seguenti terreni:

- Alluvioni recenti e attuali (a)
- Sabbie marine e calcareniti (Qms)
- Sabbie gialle (Qs)
- Silt argillosi (Qsa)
- Argille grigio azzurre (Qa)

In particolare l'area di impianto ricade:

- Lotto A su terreni caratterizzati da sabbie marine e calcareniti (Pleistocene medio) – **Qms**;
- Lotto B su terreni caratterizzati in parte da argille grigio azzurre (Pleistocene inferiore) – **Qa** ed in parte su alluvioni recenti e attuali (Olocene) – **a**;
- Lotto C e D su terreni caratterizzati in parte da argille grigio azzurre (Pleistocene inferiore) – **Qa** mentre la stazione di consegna ricade su terreni caratterizzati da sabbie marine e calcareniti (Pleistocene medio) – **Qms**.

Di seguito si riporta una sintesi dell'interpretazione dei parametri geotecnici ricavati dallo studio del Geologo a cui si rimanda per ulteriori approfondimenti. (Cfr. Tav_1.4 – Relazione Geologica)

LITOTIPO	CARATTERISTICHE FISICO/MECCANICHE	VALORI
Suolo agrario (SA)	Peso dell'unità di volume coesione angolo di attrito interno	18.00 KN/m ³ 0.0 KN/m ³ 26°
Sedimenti alluvionali (SAAR)	Peso dell'unità di volume coesione angolo di attrito interno	19.02 KN/m ³ 0.0 KN/m ³ 30°
Argille sabbiose della Formazione Terravecchia (FTA - FTB)	Peso dell'unità di volume coesione angolo di attrito interno	19.12 KN/m ³ 19 KN/m ³ 24°

Tabella 1 – Parametri geotecnici di calcolo

2. INFORMAZIONI SULL'ANALISI SVOLTA

2.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- D.M 17/01/2018 - Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni;
- MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI CIRCOLARE 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

2.2 REFERENZE TECNICHE (Cap. 12 D.M. 17.01.2018)

- UNI ENV 1992-1-1 - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
- UNI EN 206-1/2001 - Calcestruzzo. Specificazioni, prestazioni, produzione e conformità.
- UNI EN 1993-1-1 - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
- UNI EN 1993-1 – Costruzioni in acciaio
- UNI EN 1998-1 – Azioni sismiche e regole sulle costruzioni
- UNI EN 1998-5 – Fondazioni ed opere di sostegno
- EN 1990: Criteri generali di progettazione strutturale
- EN 1991: Azioni sulle strutture
- EN 1090: Esecuzione delle strutture in acciaio criteri tecnici

2.3 MISURA DELLA SICUREZZA

Il metodo di verifica della sicurezza adottato è quello degli Stati Limite (SL) che prevede due insiemi di verifiche rispettivamente per gli stati limite ultimi S.L.U. e gli stati limite di esercizio S.L.E..

La sicurezza viene quindi garantita progettando i vari elementi resistenti in modo da assicurare che la loro resistenza di calcolo sia sempre maggiore della corrispondente domanda in termini di azioni di calcolo.

Le norme precisano che la sicurezza e le prestazioni di una struttura o di una parte di essa devono essere valutate in relazione all'insieme degli stati limite che verosimilmente si possono verificare durante la vita normale. Prescrivono inoltre che debba essere assicurata una robustezza nei confronti di azioni eccezionali.

Le prestazioni della struttura e la vita nominale sono riportati nei successivi tabulati di calcolo della struttura.

La sicurezza e le prestazioni saranno garantite verificando gli opportuni stati limiti definiti di concerto al Committente in funzione dell'utilizzo della struttura, della sua vita nominale e di quanto stabilito dalle norme di cui al D.M. 17/01/2018 e successive modifiche ed integrazioni. In particolare si è verificata:

- la sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi (S.L.U.) che possono provocare eccessive deformazioni permanenti, crolli parziali o globali, dissesti, che possono compromettere l'incolumità delle persone e/o la perdita di beni, provocare danni ambientali e sociali, mettere fuori servizio l'opera. Per le verifiche sono stati utilizzati i coefficienti parziali relativi alle azioni ed alle resistenze dei materiali in accordo a quanto previsto dal D.M. 17/01/2018 per i vari tipi di materiale.

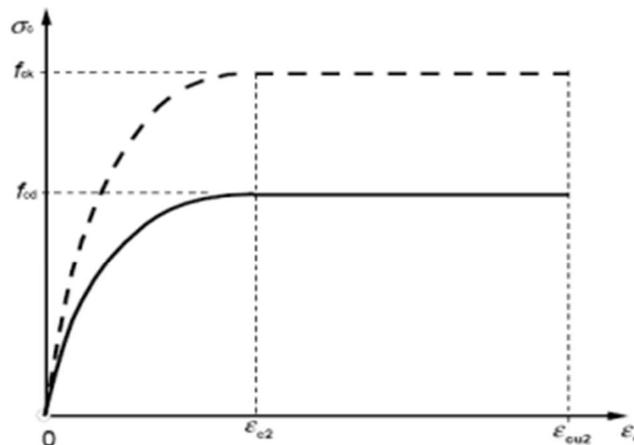
- la sicurezza nei riguardi degli stati limite di esercizio (S.L.E.) che possono limitare nell'uso e nella durata l'utilizzo della struttura per le azioni di esercizio.
- la sicurezza nei riguardi dello stato limite del danno (S.L.D.) causato da azioni sismiche con opportuni periodi di ritorno definiti di concerto al committente ed alle norme vigenti per le costruzioni in zona sismica;
- robustezza nei confronti di opportune azioni accidentali in modo da evitare danni sproporzionati in caso di incendi, urti, esplosioni, errori umani;

Per quanto riguarda le fasi costruttive intermedie la struttura non risulta cimentata in maniera più gravosa della fase finale.

2.4 MODELLI DI CALCOLO

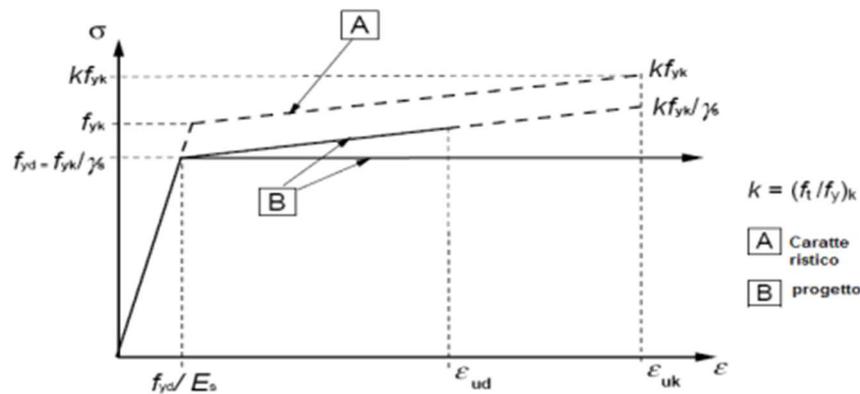
Si sono utilizzati come modelli di calcolo quelli esplicitamente richiamati nel D.M. 17/01/2018. Per quanto riguarda le azioni sismiche ed in particolare per la determinazione del fattore di struttura, dei dettagli costruttivi e le prestazioni sia agli S.L.U. che allo S.L.D. si fa riferimento al D.M. 17/01/18 e alla circolare del MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI CIRCOLARE 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018, la quale è stata utilizzata come norma di dettaglio.

Per le verifiche sezionali i legami utilizzati sono:



Legame costitutivo di progetto parabola-rettangolo per il calcestruzzo.

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



Legame costitutivo di progetto elastico perfettamente plastico o incrudente a duttilità limitata

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

2.5 TIPO DI ANALISI SVOLTA

L'analisi per le combinazioni delle azioni permanenti e variabili è stata condotta in regime elastico lineare. Per quanto riguarda le azioni sismiche, tenendo conto che per la tipologia strutturale in esame possono essere significativi i modi superiori, si è optato per l'analisi modale con spettro di risposta di progetto e fattore di comportamento. La scelta è stata anche dettata dal fatto che tale tipo di analisi è nelle NTC2018 indicata come l'analisi di riferimento che può essere utilizzata senza limitazione di sorta. Nelle analisi sono state considerate le eccentricità accidentali pari al 5% della dimensione della struttura nella direzione trasversale al sisma.

- Metodo di risoluzione della struttura

La struttura è stata modellata con il metodo degli elementi finiti utilizzando vari elementi di libreria specializzati per schematizzare i vari elementi strutturali. Nel modello sono stati tenuti in conto i disassamenti tra i vari elementi strutturali schematizzandoli come vincoli cinematici rigidi.

I vincoli tra i vari elementi strutturali e quelli con il terreno sono stati modellati in maniera congruente al reale comportamento strutturale.

In particolare, il modello di calcolo ha tenuto conto dell'interazione suolo-struttura schematizzando le fondazioni con pali infissi.

I legami costitutivi utilizzati nelle analisi globali finalizzate al calcolo delle sollecitazioni sono del tipo elastico lineare.

- Metodo di verifica sezionale

Le verifiche sono state condotte con il metodo degli stati limite (SLU e SLE) utilizzando i coefficienti parziali della normativa di cui al DM 17/01/2018.

Per le verifiche sezionali degli elementi in c.a. ed acciaio sono stati utilizzati i seguenti legami:

- Legame parabola rettangolo per il cls
- Legame elastico perfettamente plastico o incrudente a duttilità limitata per l'acciaio

- Combinazioni di carico adottate:

Le combinazioni di calcolo considerate sono quelle previste dal DM 17/01/2018 per i vari stati limite e per le varie azioni e tipologie costruttive. Le combinazioni considerate ai fini del progetto tengono infatti in conto le azioni derivanti dai pesi propri, dai carichi permanenti, dalle azioni variabili, dalle azioni termiche e dalle azioni sismiche combinate utilizzando i coefficienti parziali previsti dalle NTC 2018 per le prestazioni di SLU e SLE.

In particolare per le azioni sismiche si sono considerate le azioni derivanti dallo spettro di progetto ridotto del fattore q e le eccentricità accidentali pari al 5%. Inoltre le azioni sismiche sono state combinate spazialmente sommando al sisma della direzione analizzata il 30% delle azioni derivanti dal sisma ortogonale.

3. AZIONI AGENTI

Le azioni che si sono considerate agenti sulle strutture in esame sono:

- Peso proprio degli elementi strutturali;
- Carichi permanenti non strutturali e apparecchiature;
- Carichi variabili legati alla destinazione d'uso;
- Azione sismica;
- Azione della neve;
- Azione del vento.

3.1 PESO PROPRIO DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Il peso proprio degli elementi strutturali è stato valutato come prodotto del volume dell'elemento strutturale stesso per il proprio peso specifico. In particolare, sono stati utilizzati i seguenti pesi specifici:

calcestruzzo armato: 2.500 kg/m³

acciaio: 7.850 kg/m³

3.2 CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI

In questa tipologia sono considerati i carichi non rimovibili durante il normale esercizio della costruzione, valutati sulla base delle dimensioni effettive delle opere e dei pesi dell'unità di volume dei materiali costituenti. Ove presenti sono stati utilizzati i pesi elencati nella tabella 3.1.I del par. 3.1.2 delle NTC 2018. Ricadono in questa tipologia i pesi propri delle apparecchiature e delle strutture prefabbricate.

3.3 CARICHI VARIABILI LEGATI ALLA DESTINAZIONE D'USO

Il Sovraccarico accidentale agente, come previsto al punto 3.1.4 del D.M. 17/01/2018, comprende i carichi legati alla destinazione d'uso dell'opera, comprensivo degli effetti dinamici ordinari.

3.4 AZIONI AMBIENTALI E NATURALI

Si è concordato con il committente che le prestazioni attese nei confronti delle azioni sismiche siano verificate agli stati limite, sia di esercizio che ultimi individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Gli stati limite di esercizio sono:

- Stato Limite di Operatività (S.L.O.)
- Stato Limite di Danno (S.L.D.)

Gli stati limite ultimi sono:

- Stato Limite di salvaguardia della Vita (S.L.V.)
- Stato Limite di prevenzione del Collasso (S.L.C.)

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

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

Per la definizione delle forme spettrali (spettri elastici e spettri di progetto), in conformità ai dettami del D.M. 17/01/2018 § 3.2.3. Sono stati definiti i seguenti termini:

- Vita Nominale del fabbricato;
- Classe d'Uso del fabbricato;
- Categoria del Suolo;
- Coefficiente Topografico;
- Latitudine e Longitudine del sito oggetto di edificazione.

Si è inoltre concordato che le verifiche delle prestazioni saranno effettuate per le azioni derivanti dalla neve, dal vento e dalla temperatura secondo quanto previsto dal cap. 3 del D.M. 17/01/18 e della Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 21 febbraio 2019 n. 7 per un periodo di ritorno coerente alla classe della struttura ed alla sua vita utile.

3.5 DESTINAZIONE D'USO E SOVRACCARICHI PER LE AZIONI ANTROPICHE

Per la determinazione dell'entità e della distribuzione spaziale e temporale dei sovraccarichi variabili si farà riferimento alla tabella del D.M. 17/01/2018 in funzione della destinazione d'uso. I carichi variabili comprendono i carichi legati alla destinazione d'uso dell'opera;

I modelli di tali azioni possono essere costituiti da:

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



Tab. 3.1.II - Valori dei sovraccarichi per le diverse categorie d'uso delle costruzioni

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale			
	Aree per attività domestiche e residenziali; sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi (ad esclusione delle aree soggette ad affollamento), camere di degenza di ospedali	2,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi, ballatoi	4,00	4,00	2,00
B	Uffici			
	Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico	2,00	2,00	1,00
	Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	3,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	4,00	4,00	2,00
C	Ambienti suscettibili di affollamento			
	Cat. C1 Aree con tavoli, quali scuole, caffè, ristoranti, sale per banchetti, lettura e ricevimento	3,00	3,00	1,00
	Cat. C2 Aree con posti a sedere fissi, quali chiese, teatri, cinema, sale per conferenze e attesa, aule universitarie e aule magne	4,00	4,00	2,00
	Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli al movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, aree d'accesso a uffici, ad alberghi e ospedali, ad atrii di stazioni ferroviarie	5,00	5,00	3,00
	Cat. C4. Aree con possibile svolgimento di attività fisiche, quali sale da ballo, palestre, palcoscenici.	5,00	5,00	3,00
	Cat. C5. Aree suscettibili di grandi affollamenti, quali edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune, gradinate e piattaforme ferroviarie.	5,00	5,00	3,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita, con le seguenti limitazioni		
	≥ 4,00	≥ 4,00	≥ 2,00	



Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
D	Ambienti ad uso commerciale			
	Cat. D1 Negozi	4,00	4,00	2,00
	Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini	5,00	5,00	2,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita		
E	Aree per immagazzinamento e uso commerciale ed uso industriale			
	Cat. E1 Aree per accumulo di merci e relative aree d'accesso, quali biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri	≥ 6,00	7,00	1,00*
	Cat. E2 Ambienti ad uso industriale	da valutarsi caso per caso		
F-G	Rimesse e aree per traffico di veicoli (esclusi i ponti)			
	Cat. F Rimesse, aree per traffico, parcheggio e sosta di veicoli leggeri (peso a pieno carico fino a 30 kN)	2,50	2 x 10,00	1,00**
	Cat. G Aree per traffico e parcheggio di veicoli medi (peso a pieno carico compreso fra 30 kN e 160 kN), quali rampe d'accesso, zone di carico e scarico merci.	5,00	2 x 50,00	1,00**
H-I-K	Coperture			
	Cat. H Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione	0,50	1,20	1,00
	Cat. I Coperture praticabili di ambienti di categoria d'uso compresa fra A e D	secondo categorie di appartenenza		
	Cat. K Coperture per usi speciali, quali impianti, eliporti.	da valutarsi caso per caso		

* non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati.
** per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso.

I valori nominali e/o caratteristici q_k , Q_k ed H_k di riferimento sono riportati nella Tab. 3.1.II. delle N.T.C. 2018. In presenza di carichi verticali concentrati Q_k essi sono stati applicati su impronte di carico appropriate all'utilizzo ed alla forma dello orizzontamento.

3.6 AZIONE SISMICA

Nei riguardi dell'azione sismica l'obiettivo è il controllo del livello di danneggiamento della struttura a fronte dei terremoti che possono verificarsi nel sito.

In base al D.M. 17/01/2018, l'azione sismica sulle costruzioni è valutata a partire da una "pericolosità sismica di base", in condizioni ideali di sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A nelle NTC).

La pericolosità sismica in un generico sito è valutata:

- in termini di valori di accelerazione orizzontale massima a_g e dei parametri che permettono di definire gli spettri di risposta ai sensi delle NTC, nelle condizioni di sito di riferimento rigido orizzontale;
- in corrispondenza dei punti di un reticolo (reticolo di riferimento) i cui nodi sono sufficientemente vicini fra loro (non distano più di 10 km);
- per diverse probabilità di superamento in 50 anni e/o diversi periodi di ritorno TR ricadenti in un intervallo di riferimento compreso almeno tra 30 e 2475 anni, estremi inclusi.

L'azione sismica così individuata viene successivamente variata per tener conto delle modifiche prodotte dalle condizioni locali stratigrafiche del sottosuolo effettivamente presente nel sito di costruzione e dalla morfologia della superficie. Tali modifiche caratterizzano la risposta sismica locale.

Le azioni di progetto si ricavano dalle accelerazioni a_g e dalle relative forme spettrali. Le forme spettrali previste dalle NTC sono definite, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione dei tre parametri:

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

Le forme spettrali previste dalle NTC sono caratterizzate da prescelte probabilità di superamento e vite di riferimento. A tal fine occorre fissare:

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

Nel presente progetto, l'azione sismica è stata valutata tenendo conto dei seguenti parametri:

coordinate del reticolo di riferimento (ED50):

Longitudine = 14,302475°

Latitudine = 37,24157°

- classe d'uso: Seconda (Punto 2.4.2 del D.M. 17/01/2018);
- vita nominale 50 anni (Punto 2.4.1 del D.M. 17/01/2018);
- categoria di suolo: B;
- categoria topografica: T1 (Tabella 3.2.III del D.M. 17/01/2018);
- coefficiente di condizione topografica: 1,0 (Tabella 3.2.V del D.M. 17/01/2018). Ai fini delle N.T.C. 2018



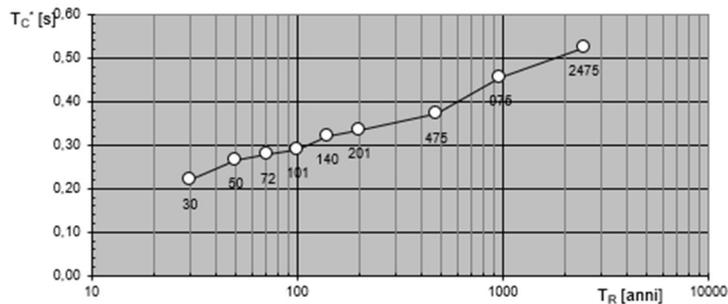
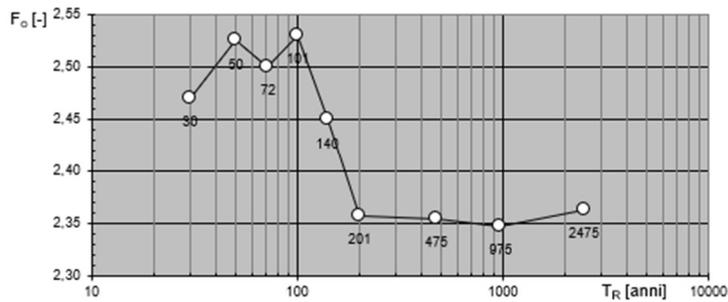
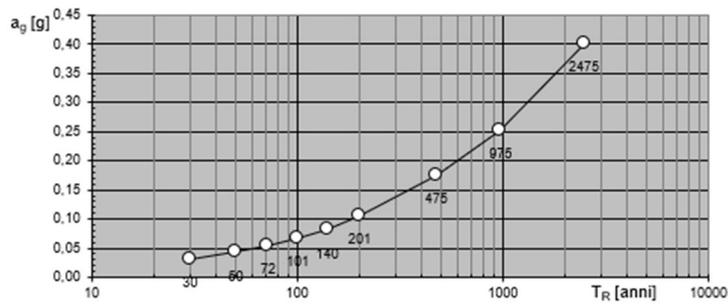
Renantis

Valori dei parametri a_g , F_o , T_C^* per i periodi di ritorno T_R

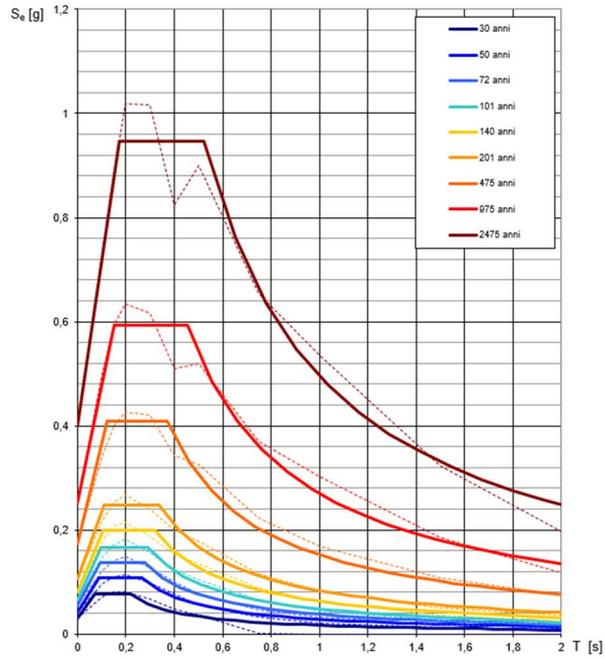
SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	30	0,031	2,470	0,219
SLD	50	0,043	2,525	0,265
SLV	475	0,174	2,355	0,371
SLC	975	0,253	2,347	0,454

Valori dei parametri a_g , F_o , T_C^* per i periodi di ritorno T_R di riferimento

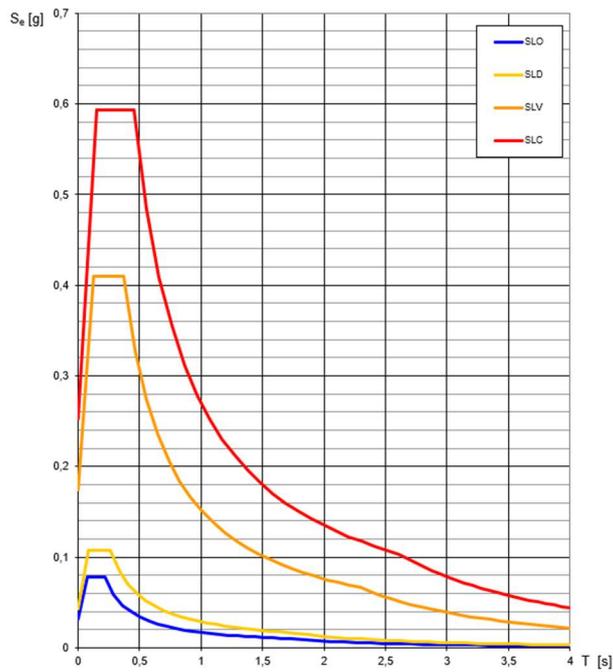
T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
30	0,031	2,469	0,219
50	0,042	2,525	0,265
72	0,055	2,500	0,277
101	0,066	2,530	0,290
140	0,081	2,449	0,319
201	0,105	2,357	0,335
475	0,174	2,355	0,371
975	0,253	2,347	0,454
2475	0,401	2,362	0,523



Spettri di risposta elastici per i periodi di ritorno T_R di riferimento



Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite



Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale SLD

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_g	0,043 g
F_o	2,525
T_c	0,265 s
S_s	1,200
C_c	1,435
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,200
η	1,000
T_B	0,127 s
T_C	0,380 s
T_D	1,770 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10 \cdot (S + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_c / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_c \cdot T_c \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

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

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

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

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_c T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,051
$T_B \leftarrow$	0,127	0,129
$T_C \leftarrow$	0,380	0,129
	0,446	0,110
	0,513	0,096
	0,579	0,085
	0,645	0,076
	0,711	0,069
	0,777	0,063
	0,844	0,058
	0,910	0,054
	0,976	0,050
	1,042	0,047
	1,108	0,044
	1,175	0,042
	1,241	0,040
	1,307	0,038
	1,373	0,036
	1,439	0,034
	1,506	0,033
	1,572	0,031
	1,638	0,030
	1,704	0,029
$T_D \leftarrow$	1,770	0,028
	1,877	0,025
	1,983	0,022
	2,089	0,020
	2,195	0,018
	2,301	0,016
	2,407	0,015
	2,514	0,014
	2,620	0,013
	2,726	0,012
	2,832	0,011
	2,938	0,010
	3,044	0,009
	3,151	0,009
	3,257	0,008
	3,363	0,008
	3,469	0,007
	3,575	0,007
	3,681	0,006
	3,788	0,006
	3,894	0,006
	4,000	0,005

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,174 g
F_0	2,355
T_C	0,371 s
S_s	1,200
C_C	1,342
S_T	1,000
q	3,900

Parametri dipendenti

S	1,200
η	0,256
T_B	0,166 s
T_C	0,497 s
T_D	2,296 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10 / (S + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

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

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

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

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

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,209
$T_B \leftarrow$	0,166	0,126
$T_C \leftarrow$	0,497	0,126
	0,583	0,108
	0,668	0,094
	0,754	0,083
	0,840	0,075
	0,925	0,068
	1,011	0,062
	1,097	0,057
	1,182	0,053
	1,268	0,049
	1,354	0,046
	1,439	0,044
	1,525	0,041
	1,611	0,039
	1,696	0,037
	1,782	0,035
	1,867	0,035
	1,953	0,035
	2,039	0,035
	2,124	0,035
	2,210	0,035
$T_D \leftarrow$	2,296	0,035
	2,377	0,035
	2,458	0,035
	2,539	0,035
	2,620	0,035
	2,701	0,035
	2,783	0,035
	2,864	0,035
	2,945	0,035
	3,026	0,035
	3,107	0,035
	3,188	0,035
	3,270	0,035
	3,351	0,035
	3,432	0,035
	3,513	0,035
	3,594	0,035
	3,675	0,035
	3,757	0,035
	3,838	0,035
	3,919	0,035
	4,000	0,035

3.7 AZIONI DOVUTE AL VENTO

Le azioni del vento sono state determinate in conformità al §3.3 del D.M. 17/01/18 e della CIRCOLARE 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018. Il vento, la cui direzione si considera generalmente orizzontale, esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo e nello spazio provocando, in generale, effetti dinamici.

Per le costruzioni usuali tali azioni sono convenzionalmente ricondotte alle azioni statiche equivalenti.

Nel seguito si riporta il calcolo dell'azione sul piano dei pannelli nella condizione più gravosa. Vista la caratteristica dell'azione del vento si è deciso di verificare la conformazione in cui i pannelli siano inclinati di 60° rispetto all'orizzontale.

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_r * c_e * c_p * c_d$$

Dove:

- q_r è la pressione cinetica di riferimento;
- c_e è il coefficiente di esposizione;
- c_p è 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;
- c_d è il coefficiente dinamico con cui si tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali.

a) Pressione cinetica di riferimento

La pressione media di riferimento del vento q_r viene determinata attraverso la seguente espressione:

$$q_r = \frac{\rho}{2} \cdot V_r^2$$

- V_r è la velocità di riferimento del vento (m/s);
- ρ è la densità dell'aria. La densità dell'aria varia con l'altitudine e dipende dall'altitudine e dalla pressione previste nella regione durante la tempesta di vento. Il valore di ρ sarà assunto pari a 1,25 Kg/m³.

VELOCITÀ DI RIFERIMENTO

La velocità di riferimento V_r , in generale, è il valore caratteristico della velocità del vento a 10 m dal suolo su un terreno di categoria di esposizione II (vedi Tab. 3.3.II della normativa), mediata su 10 minuti e riferita ad un periodo di ritorno di 50 anni.

$$V_r = V_b \cdot c_r$$

Dove

- V_b è la velocità base di riferimento di cui al par. 3.3.1 del D.M. 17/01/2018;
- c_r è il coefficiente di ritorno funzione del periodo di ritorno TR, in mancanza di specifiche indagini, è deducibile dalla seguente relazione:

$$c_r = 0.75 \sqrt{1 - 0.2 \cdot \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T_r} \right) \right]}$$

La velocità di base di riferimento v_b è il valore medio su 10 minuti, misurata a 10 m dal suolo su un terreno con categoria di esposizione II, riferito ad un periodo di ritorno di 50 anni. In mancanza di adeguate indagini statistiche è data dall'espressione

$$V_b = V_{b,0} \cdot c_a$$

Dove

- $V_{b,0}$ è la velocità base al livello del mare, assegnata nella tab. 3.3.I del D.M. 17/01/2018 in funzione della zona della zona in cui sorge la costruzione;
- c_a è il coefficiente di altitudine fornito dalla seguente relazione

$$c_a = 1 \text{ per } a_c \leq a_0$$

$$c_a = 1 + k_a (a_s/a_0 - 1) \text{ per } a_0 < a_s < 1500 \text{ m}$$

dove:

a_0 , k_a sono riportati nella tabella tab. 3.3.I del D.M. 17/01/2018 in funzione della zona ove sorge la costruzione; a_0 è l'altitudine sul livello del mare (in m s.l.m.) del sito ove sorge la costruzione.

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32

Tab. 3.3.I del D.M. 17/01/2018 - Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 , k_s

Nel caso in esame la zona di riferimento ha un'altitudine a_s inferiore a 110 m s.l.m. e, in riferimento alla tabella prima riporta ricade all'interno della zona 4; per cui risulta:

$$v_{b,0} = 28 \text{ m/s}$$

$$a_0 = 500 \text{ m}$$

$$k_a = 0,36.$$

Pertanto la velocità del vento associata al periodo di ritorno di progetto $T_r = 50$ anni, per l'altezza del sito esaminato è pari a:

$$v_r = 28 \text{ m/s}$$

La pressione cinetica di riferimento q_b pertanto è

$$Q_r = \frac{\rho}{2} \cdot V_r^2 = 490,72 \text{ N/m}^2$$

Il coefficiente di esposizione c_e dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito su cui sorge la costruzione.

In assenza di analisi specifiche che tengano in conto la direzione di provenienza del vento e l'effettiva scabrezza e topografia del terreno che circonda la costruzione, per altezze sul suolo non maggiori di $z = 200$ m, esso è dato dalla formula:

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \cdot \left[7 + c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)\right]$$

Dove:

- k_r , z_0 , z_{min} sono assegnati in Tab. 3.3.II in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione;
- c_t è il coefficiente di topografia.

Dalla figura 3.3.2 (definizione delle categorie di esposizione) si ricava la categoria di esposizione II.

Dalla tabella 3.3.II (parametri per la definizione del coefficiente di esposizione) della normativa 14/01/2018 si ricavano i seguenti parametri:

$$k_r = 0,19 \quad z_0 \text{ (m)} = 0,05 \quad z_{min} = 4 \text{ m}$$

$$\text{Coefficiente di esposizione max} \quad c_{e,max} \mathbf{1,95} \quad \mathbf{z = 5,20}$$

COEFFICIENTE DI FORMA (O AERODINAMICO)

In assenza di valutazioni più precise, suffragate da opportuna documentazione o prove sperimentali in galleria del vento, per il coefficiente di forma si assumono i valori riportati ai punti seguenti, con l'avvertenza che si intendono positive le pressioni dirette verso l'interno delle costruzioni.

Si è calcolato il coefficiente di forma secondo le indicazioni del par. 3.3.8 della circolare sia nella condizione di lato sottovento che di lato sopravvento, considerando il piano dei pannelli come una tettoia facente parte di un sistema più ampio con falde multiple in cui lo stesso piano crea un effetto di ostruzione dell'aria nella zona al di sotto dei pannelli.

Secondo i valori dei coefficienti utilizzati la pressione del vento avrà il seguente valore.

$$p = q_r * c_e * c_p * c_d = +/- 1,93 \text{ KN/m}^2$$

3.8 AZIONI DOVUTE ALLA TEMPERATURA

E' stato tenuto conto delle variazioni giornaliere e stagionali della temperatura esterna, irraggiamento solare e convezione comportano variazioni della distribuzione di temperatura nei singoli elementi strutturali, con un delta di temperatura di 25° C. Nel calcolo delle azioni termiche, si è tenuto conto di più fattori, quali le condizioni climatiche del sito, l'esposizione, la massa complessiva della struttura, la eventuale presenza di elementi non strutturali isolanti, le temperature dell'aria esterne (Cfr. § 3.5.2), dell'aria interna (Cfr. § 3.5.3) e la distribuzione della temperatura negli elementi strutturali (Cfr § 3.5.4) viene assunta in conformità ai dettami delle N.T.C. 2018.

3.9 AZIONE DOVUTA ALLA NEVE

Il carico provocato dalla neve sulle coperture, ove presente, è stato valutato mediante la seguente espressione di normativa:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t \quad (\text{Cfr. §3.3.7})$$

In cui si ha:

q_s = carico neve sulla copertura;

μ_i = coefficiente di forma della copertura, fornito al (Cfr. § 3.4.5);

q_{sk} = valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [kN/m²], fornito al (Cfr. § 3.4.2) delle N.T.C. 2018;

Per un periodo di ritorno di 50 anni;

C_E = coefficiente di esposizione di cui al (Cfr. § 3.4.3);

C_t = coefficiente termico di cui al (Cfr. § 3.4.4).

Per quanto riguarda il carico della neve al suolo, la Provincia di Ragusa è posta in zona III.

Poiché il sito dove verrà realizzata l'opera si trova a circa 238 m sul livello del mare, si assume:

$$q_{sk} = 0,60 \frac{kN}{m^2}$$

Il coefficiente C_E , a vantaggio di sicurezza, secondo le disposizioni della tabella 3.4.I, è stato posto pari a 1.

Il coefficiente termico C_T , secondo le disposizioni al punto 3.4.4, poiché si è in assenza di uno specifico e documentato studio, è stato posto pari a 1.

3.10 COMBINAZIONI DI CALCOLO

Le combinazioni di calcolo considerate sono quelle previste dal D.M. 17/01/2018 per i vari stati limite e per le varie azioni e tipologie costruttive.

In particolare, ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni per cui si rimanda al § 2.5.3 delle N.T.C. 2018. Queste sono:

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (S.L.U.) (2.5.1);
- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (S.L.E.) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7 (2.5.2);
- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (S.L.E.) reversibili (2.5.3);
- Combinazione quasi permanente (S.L.E.), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine (2.5.4);
- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2 form. 2.5.5);
- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto

Nelle combinazioni per S.L.E., si intende che vengono omessi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_2 .

Altre combinazioni sono da considerare in funzione di specifici aspetti (p. es. fatica, ecc.). Nelle formule sopra riportate il simbolo + vuol dire "combinato con".

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{Gi} e γ_{Qj} sono dati in § 2.6.1, Tab. 2.6.I.

Nel caso delle costruzioni civili e industriali le verifiche agli stati limite ultimi o di esercizio devono essere effettuate per la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni già fornita in § 2.5.3 form. 3.2.16 delle N.T.C. 2018.

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai carichi gravitazionali (form. 3.2.17).

I valori dei coefficienti ψ_2 j sono riportati nella Tabella 2.5.I.

La struttura è stata progettata così che il degrado nel corso della sua vita nominale, purché si adotti la normale manutenzione ordinaria, non pregiudichi le sue prestazioni in termini di resistenza, stabilità e funzionalità, portandole al di sotto del livello richiesto dalle presenti norme.

3.11 COMBINAZIONE DELLE AZIONI SULLA COSTRUZIONE

Le azioni definite come al § 2.5.1 delle N.T.C. 2018 sono state combinate in accordo a quanto definito al § 2.5.3. Applicando i coefficienti di combinazione come di seguito definiti:

Categoria/Azione variabile	ψ_{0i}	ψ_{1i}	ψ_{2i}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{Gi} e γ_{Qj} utilizzati nelle calcolazioni sono dati nelle N.T.C. 2018 in § 2.6.1, Tab. 2.6.I.

4. GENERALITA' SUI MATERIALI IMPIEGATI

I materiali che verranno utilizzati nel progetto strutturale risponderanno ai requisiti indicati nelle norme per le costruzioni di cui al cap. 11 del D.M. 17.01.2018.

I materiali e prodotti per uso strutturale saranno:

- **identificati** univocamente mediante la descrizione a cura del produttore, del materiale stesso e dei suoi componenti elementari, secondo le procedure applicabili;
- **qualificati e certificati** mediante la documentazione di attestazione che preveda prove sperimentali per misurarne le caratteristiche chimiche, fisiche e meccaniche, effettuate da un terzo soggetto indipendente, ovvero, ove previsto, autocertificati sotto la responsabilità del produttore, secondo le procedure stabilite dalle specifiche tecniche europee applicabili;
- **accettati** dal Direttore dei Lavori mediante acquisizione e verifica della documentazione di qualificazione, nonché mediante le eventuali prove sperimentali di accettazione previste per misurarne le caratteristiche chimiche, fisiche e meccaniche.

Le prove su materiali e prodotti, a seconda delle specifiche procedure applicabili, come specificato di volta in volta nel seguito, saranno effettuate da:

- a) laboratori di prova notificati ai sensi dell'art.18 della Direttiva n.89/106/CEE;
- b) laboratori di cui all'art.59 del D.P.R. n.380/2001;
- c) altri laboratori, dotati di adeguata competenza ed idonee attrezzature, appositamente abilitati dal Servizio Tecnico Centrale.

In successione, verranno descritte generalità e caratteristiche dei materiali utilizzati per la realizzazione della costruzione in oggetto.

4.1 CARATTERISTICHE DEL CONGLOMERATO CEMENTIZIO

Ai fini della valutazione del comportamento e della resistenza delle parti strutturali in conglomerato cementizio, esso sarà identificato mediante la resistenza convenzionale a compressione uniassiale caratteristica, misurata su provini cubici.

Sulla base della titolazione convenzionale del conglomerato mediante la resistenza cubica R_{ck} , il conglomerato cementizio utilizzato sarà definito per classe di resistenza e per classe di esposizione come segue, come individuato dalla EN 206:

Classe di Resistenza	$R_{ck}(N/mm^2)$
C30/37	$R_{ck} \geq 37$

Classe di Esposizione	Ambiente
XC1	Asciutto, perennemente bagnato

Secondo quanto stabilito dal D.M. 17/01/2018 per la determinazione della resistenza cilindrica a compressione di calcolo si è farà riferimento alle seguenti relazioni:

$$f_{ck} = 0,83 R_{ck}$$

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$$

con la resistenza caratteristica a compressione cilindrica f_{ck} definita come la resistenza al di sotto della quale si ha il 5% di probabilità di trovare valori inferiori. Tale resistenza, secondo quanto stabilito dal D.M. 17.01.2018, designa quella dedotta da prove su cubi confezionati e stagionati a 28 giorni di maturazione.

Circa la massima tensione che il calcestruzzo può sostenere quando è soggetto a trazione monoassiale, il valore medio e il valore caratteristico della resistenza a trazione ai quali si è fatto riferimento sono stati ricavati dalle formule indicate nel D.M. 17.01.2018

$$f_{ctm} = 0,30 f_{ck}^{2/3}$$

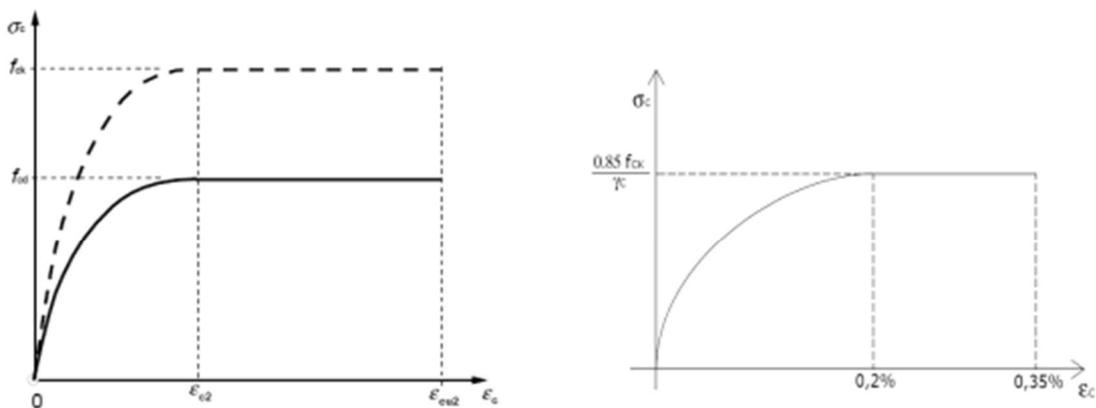
La tipologia di conglomerato cementizio utilizzato e i corrispondenti requisiti prestazionali vengono riportati di seguito.

• conglomerato cementizio per fondazione, setti, travi e pilastri in elevazione

SIMBOLO	PARAMETRO	VALORE
Classe		C 30/37
γ_c	Peso specifico	2500 kg/m ³
E	Modulo Elastico	314758 kg/cm ²
Coeff. Di Poisson	Coefficiente di Poisson a compressione	0,2
$\sigma_{c,amm}$	Tensione ammissibile	85 kg/cm ²
R_{ck}	Resistenza caratteristica cubica	370 kg/cm ²
f_{ck}	Resistenza caratteristica cilindrica	300 kg/cm ²
f_{cd}	Resistenza di calcolo	142 kg/cm ²
r_{cd}	Tensione max del diagramma parabola-rettangolo per il cls	142 kg/cm ²
n	Coefficiente di omogeneizzazione	15
$e_{c,0}$	Deformazione limite elastico	0,002
$e_{c,u}$	Deformazione limite ultima	0,0035
	Classe di esposizione ambientale della struttura	XC1
	Tipo di controllo	A su provini cubici
	Classe di consistenza del getto (abbassamento del cono)	S3-S4
	Dimensione massima inerti	20 mm
	Copriferro minimo	30 mm

Proprietà di deformazione

I valori delle proprietà del conglomerato cementizio per il calcolo delle deformazioni istantanee e differite dipenderanno oltre che dalla classe di resistenza del calcestruzzo, anche dalle proprietà degli aggregati, dai parametri legati al confezionamento e dal tipo di esposizione ambientale. Il diagramma al quale si farà riferimento, e che meglio idealizza il rapporto fra le tensioni e le deformazioni per la sezione di cls soggetta a compressione monoassiale, sarà rappresentato dal legame tipo parabola-rettangolo, trascurando così qualunque resistenza a trazione.



Legame costitutivo di progetto del calcestruzzo (Legame parabola-rettangolo)

Il modulo di elasticità dipenderà, oltre che dalla classe di resistenza del calcestruzzo, anche dalle caratteristiche degli aggregati utilizzati, ritenuti idonei alla produzione di calcestruzzo per uso strutturale se ottenuti dalla lavorazione di materiali naturali, artificiali, ovvero provenienti da processi di riciclo conformi alla parte armonizzata della 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 Tab. 11.2.II. del cap. 11 del D.M. 17.01.2018

Tabella 11.2.II

Specifica 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+

Per il valore del modulo elastico si farà riferimento a quello relativo alla corrispondente classe di resistenza del calcestruzzo, riferito anche questo ai 28 giorni di maturazione; mentre per il coeff. di Poisson, secondo quanto previsto dallo stesso D.M. 17.01.2018, si è adottato il valore di 0,2, avendo in generale questi, a seconda dello stato di sollecitazione, un valore compreso tra 0 (calcestruzzo fessurato) e 0,2 (calcestruzzo non fessurato).

Durabilità del conglomerato cementizio

Agli effetti della vita utile in servizio si cercherà di limitare ogni fenomeno di deterioramento che si possa manifestare nella struttura come conseguenza dell'incompatibilità tra qualità locali del calcestruzzo e condizioni locali di esposizione; in tal senso la vita in servizio associata potrà essere effettivamente raggiunta nella struttura facendo sì che a posa in opera avvenuta, la qualità del cls non sia stata in alcun modo compromessa e che le condizioni stimate in sede di progetto non subiscano nel tempo variazioni di rilievo.

Ai fini dell'ottenimento di un materiale di ridotta permeabilità, e per garantire la durabilità della struttura si eviterà:

- la presenza di vuoti dovuti a inadeguata compattazione o a non omogenea distribuzione dell'impasto nella cassaforme;
- la formazione di fessure da ritiro plastico;
- l'interruzione anticipata della stagionatura protetta;
- la riduzione del copriferro al di sotto del limite previsto.

Verifiche di sicurezza

Il progettista individuerà le combinazioni delle azioni (carichi, distorsioni, difetti di esecuzione, ecc.) che porteranno ogni singolo elemento strutturale in condizioni critiche in relazione alle verifiche di sicurezza e funzionalità relative ai vari stati limite che saranno esaminati.

Le verifiche di sicurezza per gli stati limite saranno condotte in riferimento alle seguenti condizioni di progetto:

1. Situazione persistente (situazione in cui la struttura verrà a trovarsi nella maggior parte della sua vita utile);
2. Situazione transitoria (situazione in cui la struttura verrà a trovarsi in una parte limitata della sua vita utile, ad esempio durante le fasi di costruzione, qualora tale situazione sia significativa);

Le verifiche di sicurezza agli stati limite di esercizio specifiche per ogni elemento strutturale in conglomerato cementizio comprenderanno:

- Verifiche di deformabilità;
- Verifiche delle tensioni di esercizio;
- Verifiche di aderenza tra conglomerato e acciaio.

Controlli di qualità

Durante l'esecuzione della costruzione si accerterà che il conglomerato cementizio utilizzato sia stato prodotto in controllo di qualità, allo scopo di monitorare che il conglomerato prodotto rispetti la resistenza caratteristica definita in sede di progetto e di calcolo strutturale. Tale controllo si distinguerà in tre fasi:

1. Valutazione preliminare della resistenza che serve a definire, prima dell'inizio della costruzione delle opere, la miscela per produrre il conglomerato con la resistenza caratteristica di progetto;
2. Controllo di accettazione da eseguire sul conglomerato prodotto durante l'esecuzione dell'opera, contestualmente al getto del relativo componente strutturale;
3. Prove di accettazione.

Prelievo dei campioni

Verrà eseguito al momento della posa in opera nei casseri alla presenza del Direttore dei lavori al fine di confezionare un gruppo di due provini per getto; la media delle resistenze a compressione dei due provini per dato prelievo rappresenta la "resistenza di prelievo" che costituisce il valore mediante il quale verranno eseguiti i controlli sul conglomerato cementizio.

Per la preparazione, la forma, le dimensioni e la stagionatura dei provini di si seguirà quanto indicato nelle norme UNI EN 12390-1 e UNI EN 12390-2, così come per la determinazione della resistenza a compressione dei provini di calcestruzzo si seguirà quanto indicato nella UNI EN 12390-4.

Il prelievo dei provini per il controllo di accettazione sarà seguito dalla redazione di apposito verbale di prelievo redatto dal Direttore dei lavori, mediante il quale avverrà l'identificazione dei provini attraverso apposite etichettature indelebili; la certificazione effettuata dal laboratorio prove materiali riporterà espresso riferimento a tale verbale.

La domanda di prove al laboratorio sarà sottoscritta dal Direttore dei Lavori e conterrà precise indicazioni sulla posizione delle strutture interessate da ciascun prelievo.

Si verificherà che i certificati di prova emessi dai laboratori contengano almeno:

- l'identificazione del laboratorio che rilascia il certificato;
- una identificazione univoca del certificato (numero di serie e data di emissione) e di ciascuna sua pagina, oltre al numero totale di pagine;
- l'identificazione del committente dei lavori in esecuzione e del cantiere di riferimento;
- il nominativo del Direttore dei Lavori che richiede la prova;
- la descrizione, l'identificazione e la data di prelievo dei campioni da provare;
- la data di ricevimento dei campioni e la data di esecuzione delle prove;
- l'identificazione delle specifiche di prova o la descrizione del metodo o procedura adottata, con l'indicazione delle norme di riferimento per l'esecuzione della stessa;
- le dimensioni effettivamente misurate dei campioni provati, dopo eventuale rettifica;
- le modalità di rottura dei campioni;
- la massa volumica del campione;
- i valori di resistenza misurati.

Controlli di accettazione

Il Direttore dei lavori eseguirà controlli sistematici in corso d'opera per verificare la conformità tra le caratteristiche del conglomerato messo in opera e quello stabilito da progetto e garantito in sede di valutazione preliminare.

Il controllo di accettazione verrà eseguito su miscele omogenee e, in relazione al quantitativo di conglomerato accettato si verificherà che:

Controllo di tipo A
$R_l \geq R_{ck} - 0,35$
$R_m \geq R_{ck} + 0,35$ (N. prelievi 3)
R = resistenza media dei prelievi (N/mm^2) R = minore valore di resistenza dei prelievi (N/mm^2) S = scarto quadratico medio

Non verranno accettati calcestruzzi con coefficiente di variazione superiore a 0,3. Il controllo di tipo A è riferito ad un quantitativo di miscela omogenea non maggiore a 300 mc.

4.2 CARATTERISTICHE DELL'ACCIAIO

Tutti gli acciai che si utilizzeranno per la costruzione saranno derivanti da produzioni con sistema di controllo permanente della produzione in stabilimento, in grado di assicurare il mantenimento dello stesso livello di affidabilità nella conformità del prodotto finito, indipendentemente dal processo di produzione.

Il sistema di gestione della qualità del prodotto, che sovrintende al processo di fabbricazione, dovrà essere predisposto in coerenza con le norme UNI EN 9001:2000 e certificato da parte di un organismo terzo indipendente, di adeguata competenza ed organizzazione, che opera in coerenza con le norme UNI CEI EN ISO/IEC 17025:2005.

Ciascun prodotto qualificato sarà costantemente riconoscibile per quanto concerne le caratteristiche qualitative e riconducibile allo stabilimento di produzione tramite marcatura indelebile depositata presso il Servizio tecnico centrale, dalla quale risulti, in modo inequivocabile, il riferimento all'azienda produttrice, allo stabilimento, al tipo di acciaio e alla sua eventuale saldabilità. La tipologia di acciaio utilizzato e i corrispondenti requisiti prestazionali vengono riportati di seguito:

- **Acciaio per calcestruzzo del tipo B450C** (controllato in stabilimento per barre ad armatura lenta fondazioni ed elementi in elevazione)

SIMBOLO	PARAMETRO	VALORE
Tipo		B450C
E_y	Modulo Elastico	2.100.000 kg/cm ²
$\sigma_{C,amm}$	Tensione ammissibile	2600 kg/cm ²
f_{yk}	Resistenza caratteristica	4500 kg/cm ²
f_{tk}	Tensione di rottura con diagramma bilineare	4500 kg/cm ²
f_{sm}	Resistenza media a trazione ricavata dai provini	3800 kg/cm ²
f_{yd}	Resistenza di calcolo	3913 kg/cm ²
$\sigma_{f,rara}$	Tensioni in esercizio per combinazioni rare	3600 kg/cm ²
$e_{y,u}$	Deformazione limite ultimo	0,01
$e_{y,car}$	Deformazione sotto carico massimo	0,07

- **Acciaio per carpenteria del tipo S235 (per le travi)**

SIMBOLO	PARAMETRO	VALORE
Tipo		S235
E_y	Modulo Elastico	2.100.000 kg/cm ²
G	Modulo elasticità trasversale	807.692 kg/cm ²
f_{yk}	Resistenza caratteristica	2350 kg/cm ²
f_{tk}	Tensione di rottura con diagramma bilineare	3600 kg/cm ²
f_{yd}	Resistenza di calcolo	2043 kg/cm ²
ν	Coefficiente di Poisson	0,3

- **Acciaio per carpenteria del tipo S355 (per i pilastri)**

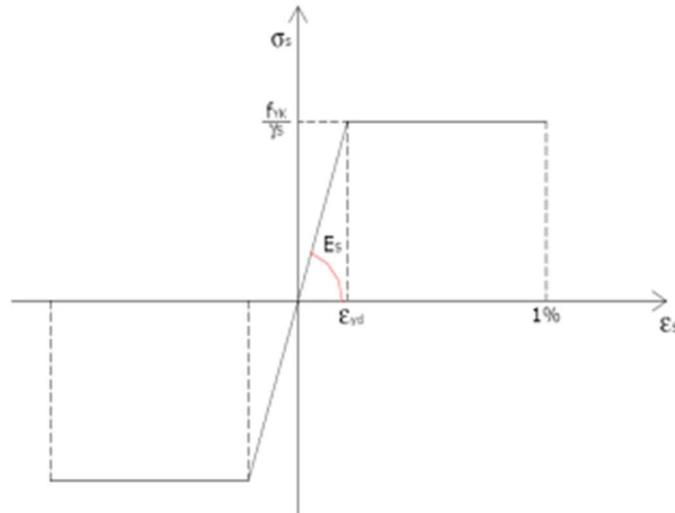
SIMBOLO	PARAMETRO	VALORE
Tipo		C 30/37
E_y	Modulo Elastico	2.100.000 kg/cm ²
G	Modulo elasticità trasversale	807.692 kg/cm ²
f_{yk}	Resistenza caratteristica	3550 kg/cm ²
f_{tk}	Tensione di rottura con diagramma bilineare	5100 kg/cm ²
f_{yd}	Resistenza di calcolo	3380 kg/cm ²
ν	Coefficiente di Poisson	0,3

I bulloni utilizzati saranno conformi per caratteristiche alle norme UNI EN ISO 4016:2002 e UNI5592:1968, e devono appartenere alle sotto indicate classi della norma UNI EN ISO 898-1:2001 aventi le seguenti caratteristiche:

- vite 8.8.
- F_y 900 N/mmq
- F_{tb} 1000 N/mmq

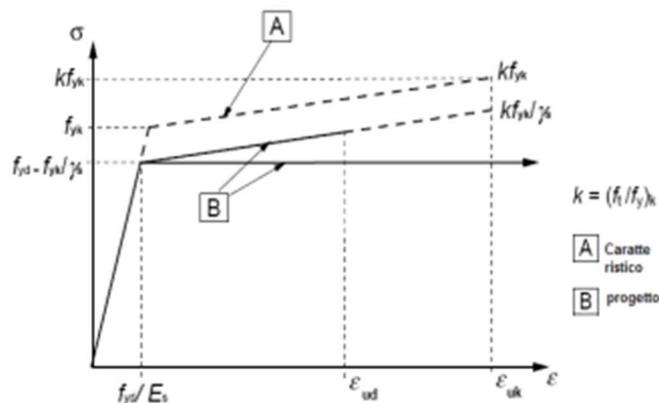
Proprietà di deformazione

Il diagramma costitutivo al quale si farà riferimento, e che meglio idealizza il rapporto fra le tensioni e le deformazioni per gli acciai da armatura è simmetrico a trazione e compressione, ed è ipotizzato di tipo elastico–perfettamente plastico con andamento riportato di seguito.



Legame costitutivo di progetto acciaio

Assieme a questo, si adotteranno opportuni modelli rappresentativi del reale comportamento del materiale, modelli definiti in base al valore di calcolo $\epsilon_{ud} = 0,9\epsilon_{uk}$ ($\epsilon_{uk} = (A_{gt})_k$) della deformazione uniforme ultima, al valore di calcolo della tensione di snervamento f_{yd} ed al rapporto di sovrarresistenza $k = (f_t / f_y)_k$



Legame elastico perfettamente plastico o incrudente o duttilità limitata per l'acciaio

Forniture e documentazione di accompagnamento

Si opererà il controllo su tutte le forniture di acciaio, per le quali si verificherà che siano accompagnate dalla dichiarazione degli estremi dell'attestato di qualificazione del Servizio Tecnico Centrale; il riferimento a tale attestato dovrà essere riportato sul documento di trasporto.

Le forniture effettuate da un commerciante intermedio dovranno essere accompagnate da copia dei documenti rilasciati dal Produttore e completati con il riferimento al documento di trasporto del commerciante stesso.

Il Direttore dei Lavori, prima della messa in opera, verificherà quanto sopra indicato rifiutando le eventuali forniture non conformi, ferme restando le responsabilità del produttore. Ogni fornitura in cantiere di elementi presaldati, presagomati o preassemblati deve essere accompagnata:

- a) da dichiarazione, su documento di trasporto, degli estremi dell'attestato di avvenuta dichiarazione di attività, rilasciato dal Servizio Tecnico Centrale, recante il logo o il marchio del centro di trasformazione;
- b) dall'attestazione inerente all'esecuzione delle prove di controllo interno fatte eseguire dal Direttore Tecnico del centro di trasformazione, con l'indicazione dei giorni nei quali la fornitura è stata lavorata. Qualora il Direttore dei Lavori lo richieda, all'attestazione di cui sopra potrà seguire copia dei certificati relativi alle prove effettuate nei giorni in cui la lavorazione è stata effettuata.

Prove di qualificazione e verifiche periodiche della qualità

Le prove di qualificazione e le verifiche periodiche sulla qualità degli acciai utilizzati dovranno essere effettuate dai laboratori incaricati, di cui all'art. 59 del DPR n. 380/2001, devono operare secondo uno specifico piano di qualità approvato dal Servizio Tecnico Centrale.

La Direzione dei lavori controllerà che i certificati di prova emessi siano uniformati ad un modello standard elaborato dal Servizio Tecnico Centrale.

I relativi certificati devono contenere almeno:

- l'identificazione dell'azienda produttrice e dello stabilimento di produzione;
- l'indicazione del tipo di prodotto e dell'eventuale dichiarata saldabilità;
- il marchio di identificazione del prodotto depositato presso il Servizio Tecnico Centrale;
- gli estremi dell'attestato di qualificazione nonché l'ultimo attestato di conferma della qualificazione (per le sole verifiche periodiche della qualità);
- la data del prelievo, il luogo di effettuazione delle prove e la data di emissione del certificato;
- le dimensioni nominali ed effettive del prodotto ed i risultati delle prove eseguite;
- l'analisi chimica per i prodotti dichiarati saldabili (o comunque utilizzati per la fabbricazione di prodotti finiti elettrosaldati).

Controlli di accettazione in cantiere

I controlli di accettazione obbligatori in cantiere saranno effettuati attraverso campionatura 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 del D.M. 17.01.2018 in ragione di 3 spezzoni, marchiati, di uno stesso tipo di ferro, 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 saranno estesi ai lotti provenienti da altri stabilimenti.

Qualora la fornitura, di elementi sagomati o assemblati, provenga da un Centro di trasformazione, il Direttore dei Lavori, dopo essersi accertato preliminarmente che il suddetto Centro di trasformazione sia in possesso di tutti i requisiti previsti al § 11.3.1.7, potrà recarsi presso il medesimo Centro di trasformazione ed effettuare in stabilimento tutti i controlli di cui sopra. In tal caso il prelievo dei campioni verrà effettuato dal Direttore tecnico del centro di trasformazione secondo le disposizioni del Direttore dei Lavori; quest'ultimo deve assicurare, mediante sigle, etichettature indelebili, ecc., che i campioni inviati per le prove al laboratorio incaricato siano effettivamente quelli da lui prelevati, nonché sottoscrivere la relativa richiesta di prove.

La domanda di prove al Laboratorio autorizzato sarà sottoscritta dal Direttore dei Lavori e conterrà indicazioni sulle strutture interessate da ciascun prelievo.

I certificati emessi dai laboratori dovranno obbligatoriamente contenere almeno:

- l'identificazione del laboratorio che rilascia il certificato;
- un'identificazione univoca del certificato (numero di serie e data di emissione) e di ciascuna sua pagina, oltre al numero totale di pagine;
- l'identificazione del committente dei lavori in esecuzione e del cantiere di riferimento;
- il nominativo del Direttore dei Lavori che richiede la prova;
- la descrizione e l'identificazione dei campioni da provare;
- la data di ricevimento dei campioni e la data di esecuzione delle prove;
- l'identificazione delle specifiche di prova o la descrizione del metodo o procedura adottata, con l'indicazione delle norme di riferimento per l'esecuzione della stessa;
- le dimensioni effettivamente misurate dei campioni;
- i valori delle grandezze misurate e l'esito delle prove di piegamento.

5. DIMENSIONAMENTO FONDAZIONI

5.1 PALI DI FONDAZIONE

I pali di fondazione risultano sollecitati, oltre che a sforzo normale e a taglio, anche a momento flettente indotto dal taglio. Tali sollecitazioni sono diverse per i pali nelle varie posizioni, per cui la verifica viene ripetuta tutte le volte che è necessario.

Il taglio agente sul palo si ottiene ripartendo l'azione tagliante e torcente complessiva trasmessa al palo stesso. Circa il momento flettente, il calcolo viene effettuato con il metodo degli elementi finiti, utilizzando il modello di trave su suolo alla Winkler sottoposta ad una forza tagliante ad un estremo. Nel caso di tratto sveltante viene aggiunto un tratto di palo non contrastato dall'azione del terreno. Ai fini del calcolo il palo è suddiviso in tronchi per i quali la costante di Winkler varia con la profondità. In mancanza di dati espliciti forniti in input, la costante di Winkler viene ricavata con la seguente espressione (cfr. Bowles Fondazioni, pag.649):

$$K_w = 40 \cdot (c \cdot N_c + 0,5 \cdot g \cdot l \cdot N_g + g \cdot N_q \cdot z)$$

Essendo:

c= coesione

g= peso specifico efficace

Nc, Nq, Ng = coefficienti di portanza

z = ascissa della profondità

La verifica di resistenza del palo viene effettuata con un calcolo a presso-flessione, per tutte le combinazioni di carico previste e per tutti i pali.

5.2 CAPACITA' PORTANTE DEI PALI DI FONDAZIONE

Capacità portante di punta

Il palo di fondazione deve essere in grado di far fronte al carico verticale di progetto mediante la sua resistenza assiale. Il metodo di calcolo si pone di determinare la capacità portante del palo a carichi verticali. Determinata la capacità portante, la resistenza di calcolo verticale del palo si ottiene applicando degli opportuni coefficienti di sicurezza. La capacità portante di un palo è composta dalla portanza di base (o di punta) e dalla portanza per attrito laterale lungo il fusto. Le due componenti Q_P e Q_L sono calcolate in modo indipendente fra loro, si assume valida l'espressione:

$$Q_{Tk} = Q_{bk} + Q_{Lk} - W_P$$

Nel caso di pali soggetti a trazione la resistenza allo sfilamento vale:

$$Q_{Tk} = Q_{Lk} + W_P + W_t$$

Dove:

Q_{Tk} → Portanza totale del palo determinata analiticamente;

Q_{bk} → Portanza di base del palo determinata analiticamente;

Q_{Lk} → Portanza per attrito laterale del palo determinata analiticamente;

W_P → Peso proprio palo.

W_t → Peso del terreno in presenza dell'allargamento di base.

I valori caratteristici Q_{bk} Q_{Lk} vengono determinati secondo quanto prescritto al punto b del §6.4.3.1.1 di NTC:

“Con riferimento alle procedure analitiche che prevedano l'utilizzo dei parametri geotecnici o dei risultati di prove in sito, il valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ (o $R_{t,k}$) è dato dal minore dei valori ottenuti applicando al valore medio e al valore minimo delle resistenze calcolate $R_{c,cal}$ ($R_{t,cal}$) i fattori di correlazione x riportati nella Tab. 6.4.IV, in funzione del numero n di verticali di indagine”

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3} ; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3} ; \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Tab. 6.4.III - Fattori di correlazione x per la determinazione della resistenza in funzione del numero di verticali indagate

Dalla capacità portante del palo si ricava il carico ammissibile del palo Q_{Td} applicando degli opportuni coefficienti di sicurezza rispettivamente γ_b , γ_s e γ_{st} , rappresentano rispettivamente i valori del coefficiente di sicurezza per la portanza di punta, per la portanza laterale e per la portanza laterale in trazione (Tab 6.4.II NTC). Quindi nel caso di pali compressi abbiamo la seguente relazione:

$$Q_{Td} = Q_{bk}/\gamma_b + Q_{Lk}/\gamma_s - W_P$$

Nel caso invece di pali compressi abbiamo la seguente relazione:

$$Q_{Td} = Q_{Lk}/\gamma_{st} + W_P/\gamma_{st} - W_t/\gamma_{st}$$

Capacità portante di punta

In generale la capacità portante di punta viene calcolata tramite l'espressione:

$$Q_b = A_b(cN_c + \sigma_{vb}N_q)$$

dove A_b è l'area portante efficace della punta del palo, c è la coesione, σ_{vb} è la pressione del terreno alla quota

della punta del palo ed i coefficienti N_c e N_q sono i coefficienti delle formule della capacità portante corretti per tener conto degli effetti di profondità. N_c ed N_q dipendono sia dalla geometria del palo che dalle caratteristiche del terreno angolo di attrito e coesione (ϕ e c). In letteratura è possibile trovare diverse formule per il calcolo dei valori di N_c ed N_q . Per pali in argilla in condizioni non drenate ($\phi = 0$, $c = cu$) si assume in genere per N_q il valore unitario. Diversi autori hanno proposto valori per il fattore N_c ma in generale le variazioni sono abbastanza contenute. Diverso è il caso del fattore N_q per il quale diversi autori propongono dei valori spesso molto discordanti fra di loro.

In particolare da prove effettuate su pali realizzati in terreni non coesivi, si vede che la variazione della resistenza alla punta non cresce in modo lineare con la profondità, ma raggiunto un certo valore essa si mantiene pressoché costante. Questo fenomeno è stato spiegato da Vesic mettendo in conto un “effetto arco” che si manifesta nei dintorni del palo.

Un modo semplice per tener conto del fatto che la resistenza alla punta non può crescere indefinitamente è quello di considerare il diagramma delle pressioni verticali in corrispondenza del palo opportunamente modificato.

In particolare si assume che la pressione verticale σ_v cresca linearmente (pressione geostatica) fino ad una certa profondità z_c , ($\sigma_v = \sigma_c$); superata tale profondità il valore della pressione verticale si mantiene costante e pari a σ_c : in pratica si assume un diagramma bilatero per l'andamento della pressione verticale in corrispondenza del palo.

Il valore di z_c , (detta anche profondità critica) dipende dal diametro del palo, dalla tecnologia di realizzazione (palo infisso o trivellato) dall'angolo di attrito del terreno.

Nella determinazione di z_c , e del valore di N_q proposto da Berezantzev, il valore di ϕ da considerare è funzione

del valore dell'angolo di attrito prima dell'installazione del palo, ϕ' , secondo le seguenti relazioni:

Per pali infissi $\phi = 3/4 \phi' + 10$

Per pali trivellati $\phi = \phi' - 3$

Capacità portante laterale

La portanza laterale dalle tensioni tangenziali palo-terreno in condizioni limiti estese a tutte le superficie laterale:

$$Q_L = \sum_n CL_n(C_a + \sigma_v K_s \tan \phi_a)$$

Dove:

- n numero dello strato
- C perimetro della sezione
- L lunghezza del palo

Il secondo termine rappresenta la nota relazione di Coulomb per la determinazione della tenzione tangenziale

$$\tau_a = (C_a + \sigma_v K_s \tan \phi_a)$$

Dove:

- C_a coesione palo-terreno
- σ_v è la pressione verticale del terreno alla generica profondità z
- K_s coefficiente di pressione laterale
- ϕ_a angolo di attrito palo-terreno

Capacità portante trasversale

La resistenza limite laterale di un palo è definita dal minimo valore fra il carico orizzontale necessario per produrre il collasso del terreno lungo il fusto del palo ed il carico orizzontale necessario per produrre la plasticizzazione del palo. Il primo meccanismo (plasticizzazione del terreno) si verifica nel caso di pali molto rigidi in terreni poco resistenti (meccanismo di palo corto) mentre il secondo meccanismo si verifica nel caso di pali aventi rigidezze non eccessive rispetto al terreno di infissione (meccanismo di palo lungo o intermedio). Nel modello di terreno alla Winkler il terreno viene schematizzato come una serie di molle elastiche indipendenti fra di loro. Le molle che schematizzano il terreno vengono caratterizzate tramite un modulo di reazione orizzontale E_s (F/L^2) determinato in funzione della rigidezza elastica, K_h (F/L^3), delle caratteristiche meccaniche del terreno e delle proprietà geometriche del palo. La determinazione di questa costante può essere fatta o tramite prove di carico su piastra o mediante metodi analitici (convenzionali). La variazione del modulo di reazione orizzontale con la profondità dipende dal tipo di terreno in cui il palo è

immerso. Ad esempio nel caso di terreni coesivi in condizioni non drenate assume un valore costante con la profondità mentre nel caso di terreni incoerenti la variazione è di tipo lineare (crescente con la profondità).

In generale l'espressione di E_s è considerata come segue:

$$E_s = n_h \cdot z^n$$

Per l'analisi di pali caricati trasversalmente si utilizza il modello di Winkler. Il palo viene suddiviso in un determinato numero di elementi tipo trave aventi area ed inerzia pari a quella della sezione trasversale del palo. Il numero di conci è funzione delle variazioni di stratigrafia e campi d'armatura. In corrispondenza di ogni nodo di separazione fra i vari elementi viene inserita una molla orizzontale di opportuna rigidezza che schematizza il terreno. Il comportamento delle molle che schematizzano il terreno non è infinitamente elastico ma è di tipo elastoplastico. La singola molla reagisce fino ad un valore limite di spostamento o di reazione; una volta che è stato superato tale limite la molle non offre ulteriori incrementi di resistenza (diagramma tipo elastoplastico perfetto).

La resistenza limite del terreno rappresenta il valore limite di resistenza che il terreno può esplicare quando il palo è soggetto ad un carico orizzontale. La resistenza limite $p(z)$ dipende dalle caratteristiche del terreno e dalla geometria del palo. In terreni puramente coesivi la resistenza cresce dal valore 0 in sommità fino ad un valore limite in corrispondenza di una profondità pari a circa 3 diametri. Il valore limite in tal caso è variabile fra 8 e 12 cu.

Nel caso di terreni coesivi Broms assume in questo caso un diagramma di resistenza nullo fino ad una profondità pari a 1,5D e poi valore costante pari a $9c_u D$.

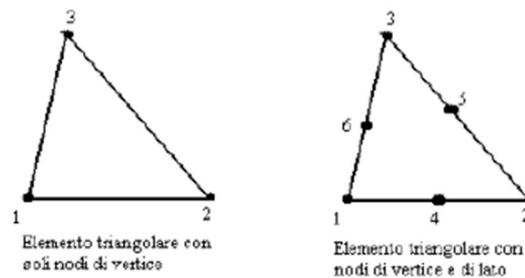
Nel caso di terreni incoerenti Broms assume che la resistenza laterale sia variabile linearmente con la profondità dal valore 0 (in testa) e con uno sviluppo pari a $3\sigma_v K_p z$ lungo lo sviluppo del palo, essendo K_p il coefficiente di resistenza passiva espresso da $K_p = \tan^2(45 + \phi/2)$.

6. CRITERI GENERALI DI CALCOLO

Il calcolo delle caratteristiche di sollecitazione che agiscono sulle strutture, sollecitate dalle azioni di progetto, viene effettuato con il metodo degli elementi finiti (F.E.M.).

Le aste che costituiscono le strutture sono schematizzate da elementi monodimensionali asta (beam) che uniscono due nodi aventi ciascuno 6 gradi di libertà. Anche per lo studio degli elementi bidimensionali la struttura viene suddivisa in elementi connessi fra di loro in corrispondenza dei nodi. Il campo di spostamenti interno all'elemento viene approssimato in funzione degli spostamenti nodali mediante le funzioni di forma.

Tralasciando gli aspetti teorici del problema, per i quali si rimanda alla vastissima letteratura specializzata, in breve il metodo suddivide il mezzo continuo in tanti sottodomini (detti elementi) connessi fra loro mediante nodi.



Il programma utilizza, per l'analisi di elementi tipo piastra, elementi quadrangolari e triangolari.

La procedura di suddivisione del continuo in elementi prende il nome di generazione mesh e rappresenta il primo passo per l'analisi ad elementi finiti di qualsivoglia struttura.

Il terreno di fondazione viene modellato con delle molle disposte in corrispondenza dei nodi.

La rigidità delle molle è proporzionale alla costante di sottofondo k ed all'area dell'elemento.

6.1 TIPO DI ANALISI E MOTIVAZIONE

L'analisi per le combinazioni delle azioni permanenti e variabili è stata condotta in regime elastico lineare.

Per la determinazione degli effetti delle azioni sugli elementi in calcestruzzo, le analisi saranno effettuate assumendo:

- sezioni interamente reagenti con rigidzze valutate riferendosi al solo calcestruzzo;
- relazioni tensione deformazione lineari;
- valori medi del modulo d'elasticità.

Gli elementi in acciaio sono stati considerati a comportamento elastico lineare isotropo.

Il metodo di analisi utilizzato è quello statico, che modella le azioni dinamiche agenti sulla struttura mediante l'applicazione di forze statiche equivalenti. Le forze applicate sono comprensive degli effetti dinamici ordinari delle azioni che rappresentano.

6.2 VERIFICHE STRUTTURALI AGLI SLU E SLE

La sicurezza e le prestazioni saranno garantite verificando gli opportuni stati limiti in funzione dell'utilizzo della struttura, della sua vita nominale e di quanto stabilito dalle norme di cui al D.M. 14.01.2008. Gli stati limite analizzati sono:

Stati limite ultimi (SLU)

La sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi (SLU) che possono provocare eccessive deformazioni permanenti, crolli parziali o globali, dissesti, che possono compromettere l'incolumità delle persone e/o la perdita di beni, provocare danni ambientali e sociali, mettere fuori servizio l'opera. Per le verifiche sono stati utilizzati i coefficienti parziali relativi alle azioni ed alle resistenze dei materiali in accordo a quanto previsto dal D.M. 14.01.2008 per i vari tipi di materiale. I valori utilizzati sono riportati nei tabulati di calcolo.

Stati limite di esercizio (SLE)

La sicurezza nei riguardi degli stati limite di esercizio (SLE) che possono limitare nell'uso e nella durata l'utilizzo della struttura per le azioni di esercizio. I valori limite, così come definiti nelle norme tecniche, sono riportati nelle tabelle di calcolo.

Secondo quanto previsto dalla normativa le verifiche sono state eseguite nei confronti dei seguenti stati limite:

SLU di tipo geotecnico (GEO)

Collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno

Collasso per scorrimento sul piano di posa

SLU di tipo strutturale (STR)

Raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali, accertando per ogni stato limite considerato la sollecitazione agente sia minore o al più uguale a quella resistente.

Si possono adottare due diversi approcci progettuali:

Approccio 1:

Combinazione 1: (A1+M1+R1)

Combinazione 2: (A2+M2+R2)

La combinazione 1 è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno, mentre la seconda combinazione è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico.

Approccio 2:

Un'unica combinazione (A1+M1+R3).

Per gli stati limite ultimi le verifiche vengono effettuate confrontando la resistenza di progetto (R_d) il valore di progetto dell'effetto delle azioni (E_d), utilizzando il metodo dei coefficienti parziali di sicurezza. I



Renantis

coefficienti parziali di sicurezza, associati ai materiali ed alle azioni, tengono in conto della variabilità delle rispettive grandezze e le incertezze relative alle tolleranze geometriche e alla affidabilità del modello di calcolo.

7. TRACKERS MONOASSIALI

7.1 METODOLOGIE DI CALCOLO

Le strutture in elevazione saranno del tipo prefabbricato e prodotte in stabilimento da un costruttore che ne fornirà i calcoli e/o i certificati di prodotto nella fase esecutiva. In questa fase è stata focalizzata l'attenzione sulla determinazione degli scarichi in fondazione. Il calcolo delle sollecitazioni che agiscono sulle strutture dei trackers viene effettuato, in questa fase di progetto definitivo, per mezzo di modalità semplificate che tengono conto della conformazione della struttura in elevazione e di come questa è collegata ai pali di fondazione. La struttura in elevazione sarà dotata di un sistema intelligente di controlli elettronici, impostati sul movimento della struttura, che la regolano in posizione orizzontale quando il vento supera il valore di controllo impostato. La tipologia scelta in questa fase è stata quindi progettata per resistere alle seguenti inclinazioni, in funzione della velocità limite del vento impostata:

- una posizione con inclinazione massima di 60° nel caso di venti inferiori a 20 m/s;
- una posizione con inclinazione massima di 15° nel caso di venti inferiori a 33 m/s.

Pertanto sono stati sottoposti a verifica n° 3 configurazioni di carico:

- configurazione 1 con inclinazione dei traversi a 0° e vento a 28m/s, che rappresenta la velocità di riferimento del vento di progetto desunto della normativa che investe la struttura in posizione di protezione;
- configurazione 2 con inclinazione dei traversi a 15° e vento a 33m/s, che rappresenta la combinazione di progetto della struttura in posizione di protezione;
- configurazione 3 con inclinazione dei traversi a 60° e vento a 20m/s, che rappresenta la combinazione di progetto della struttura in posizione di lavoro.

7.2 DEFINIZIONE DELLE AZIONI ELEMENTARI

Le azioni elementari sono state definite per il sostegno centrale, con una zona di influenza della larghezza complessiva di 5,975m, pari alla larghezza media delle campate.

Le altre proprietà geometriche considerate sono:

- Larghezza vela: 5,07m
- Area di influenza: 30.29m²
- Altezza asse di rotazione 2,44m

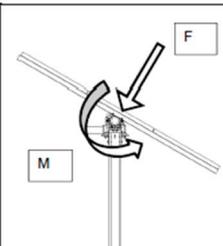
7.2.1 PESO DEGLI ELEMENTI IN ELEVAZIONE

Considerando la tipologia di struttura scelta in questa fase, si è ipotizzato un peso complessivo, pari a 915 kg, comprensivo di:

- peso proprio delle strutture in elevazione;
- minuteria di collegamento;
- motore per la movimentazione della vela;
- pannelli fotovoltaici.

7.2.2 AZIONE DEL VENTO

L'azione del vento è stata determinata secondo quanto riportato nel cap. C3.3.8.2.1 della Circolare esplicativa n° 7 del 21/01/2019 per le tettoie a falda singola, individuando le condizioni di carico più gravose:

	configurazione 1	configurazione 2	configurazione 3
	$\alpha = 0^\circ$	$\alpha = 15^\circ$	$\alpha = 55^\circ$
v_r	28 m/s	v_r 33 m/s	v_r 20 m/s
q_r	490 N/m ²	q_r 694 N/m ²	q_r 250 N/m ²
q_p	882 N/m ²	q_p 1250 N/m ²	q_p 450 N/m ²
c_f	0,2	c_f 0,7	c_f 2,0
F	4,77 kN	F 23,66 kN	F 24,74 kN
c_f	-1,4	c_f -1,4	c_f -2,9
F	-33,39 kN	F -47,32 kN	F -35,08 kN

α	c_f	V_{ref} m/s	F kN	azioni al mozzo			azioni al piede del piedritto		
				F _x kN	F _z kN	M kN m	F _x kN	F _z kN	M kN m
0	>0	28,00	4,77	0,00	4,77	5,20	0,00	4,77	5,20
0	<0	28,00	-33,39	0,00	-33,39	-36,39	0,00	-33,39	-36,39
15	>0	20,00	24,74	6,40	23,90	26,97	6,40	23,90	41,57
15	<0	20,00	-35,08	-9,08	-33,89	-38,24	-9,08	-33,89	-58,95
55	>0	33,33	23,66	19,38	13,57	25,79	19,38	13,57	69,98
55	<0	33,33	-47,32	-38,76	-27,14	-51,58	-38,76	-27,14	-139,96

7.2.3 AZIONE DELLA NEVE

configurazione 1	configurazione 2	configurazione 3
$\alpha = 0^\circ$	$\alpha = 15^\circ$	$\alpha = 55^\circ$
μ_i 0,8	μ_i 0,8	μ_i 0,13
q_s 0,48 kN/m ²	q_s 0,48 kN/m ²	q_s 0,00 kN/m ²
F _z 12,98 kN	F _z 12,98 kN	F _z 0,00 kN

7.3 COMBINAZIONE DI CARICO

Sono state considerate le seguenti sollecitazioni di carico ritenute più gravose per la struttura esaminata.

							F _x kN	F _z kN	M kN m		
CO1	1,5	Sp	+	1,5	Neve	+ 0,9	Vento 0°	+	0,00	37,22	4,68
CO2	1,5	Sp	+	0,75	Neve	+ 1,5	Vento 0°	+	0,00	30,35	7,80
CO3	0,8	Sp	+	0	Neve	+ 1,5	Vento 0°	-	0,00	-42,90	-54,59
CO4	1,5	Sp	+	1,5	Neve	+ 0,9	Vento 15°	+	5,76	54,43	37,41
CO5	1,5	Sp	+	0,75	Neve	+ 1,5	Vento 15°	+	9,61	59,04	62,35
CO6	0,8	Sp	+	0	Neve	+ 1,5	Vento 15°	-	-13,62	-43,65	-88,42
CO7	1,5	Sp	+	1,5	Neve	+ 0,9	Vento 55°	+	17,44	25,68	62,98
CO8	1,5	Sp	+	0,75	Neve	+ 1,5	Vento 55°	+	29,07	33,82	104,97
CO9	0,8	Sp	+	0	Neve	+ 1,5	Vento 55°	-	-58,14	-33,53	-209,94

7.4 COMBINAZIONE DI CARICO

Le strutture in elevazione saranno del tipo prefabbricato e prodotte in stabilimento da un costruttore che ne fornirà i calcoli e/o i certificati di prodotto.

I calcoli strutturali dei pali di fondazione saranno eseguiti considerando le sollecitazioni massime tra quelle desunte dalle combinazioni di carico utilizzate.

Per la tipologia di pali infissi, sono stati utilizzati profilati IPE240 in acciaio S355. Di seguito si riportano le verifiche strutturali eseguite.

IPE 240
ACCIAIO S355 (Fe510)
F_y (N/mm²) 355

N_{Sd} [kN] 0

	Inflexione attorno all'asse	
	y - y	z - z
I ₀ [m]	5	0
Snellezza λ	40,13	0
N _{b,Rd} [kN]	1.637	1.783
M _{1,Sd} [kNm]	210	0
M _{2,Sd} [kNm]	0	0
β _M	1,8	1,1
μ	-0,080	0,555
k	1	1
M _{c,Rd} [kNm]	212,5	42,33
M _{Sd} [kNm]	210	0

Resistenza della sezione 0,977 OK ?

Instabilità flesso-torsionale 0,988 OK ?

Flessione e compressione assiale - Classe 1 - EC3 #5.5.4.(1)

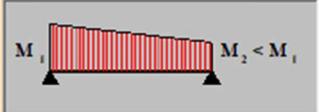
$$\frac{N_{Sd}}{N_{b,Rd,min}} + \frac{k_y M_{y,Sd}}{M_{cy,Rd1}} + \frac{k_z M_{z,Sd}}{M_{cz,Rd1}} = 0 + 0,988 + 0 = 0,988$$

OK

Momenti all'estremità

Momenti dovuti ai carichi laterali nel piano

Momenti dovuti ai carichi laterali nel piano più momenti d'estremità



Il coefficiente di utilizzazione massimo del profilato è pari a 0,988 < 1 pertanto la verifica risulta soddisfatta.

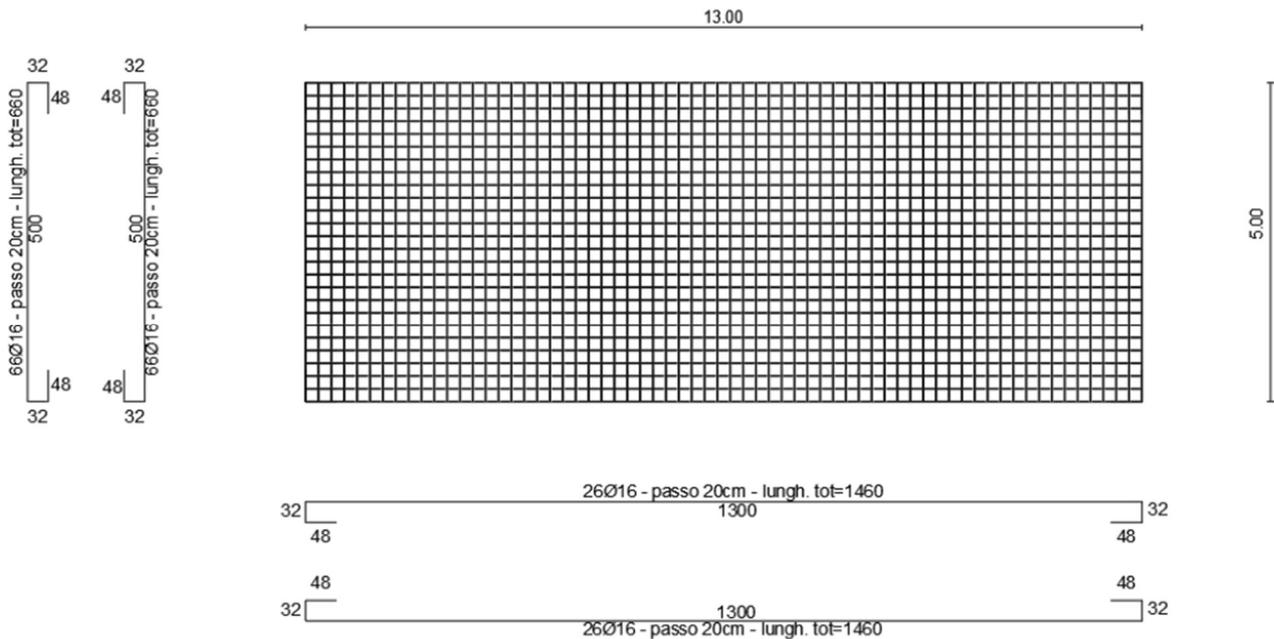
8. PIASTRE DI FONDAZIONE

Relativamente ai calcoli preliminari delle strutture si è calcolata la piastra che riporta il carico maggiore, individuata nella piastra della Cabina in parallelo di impianto. La piastra riporta dimensioni esterne in pianta pari a (13,00x5,00) m e spessore parti a 0,50m.

Le piastre delle altre strutture in elevazione avranno il medesimo spessore e saranno armate con la stessa quantità di armatura al metro.

8.1 METODOLOGIE DI CALCOLO

L'analisi della piastra di fondazione è stata eseguita utilizzando una modellazione con il metodo degli elementi finiti (FEM). Il modello strutturale analizzato è rappresentato nella seguente figura.



8.2 DEFINIZIONE DELLE AZIONI ELEMENTARI

I pesi propri delle apparecchiature e delle strutture prefabbricate considerati ai fini del calcolo sono riassunti nella seguente tabella.

Carico Trasformatore MT	5000	kg
Carico quadri MT	5000	kg
Carico restanti apparecchiature	50000	kg
Carico accidentale variabile	200	kg/m ²
Peso proprio struttura	60000	kg

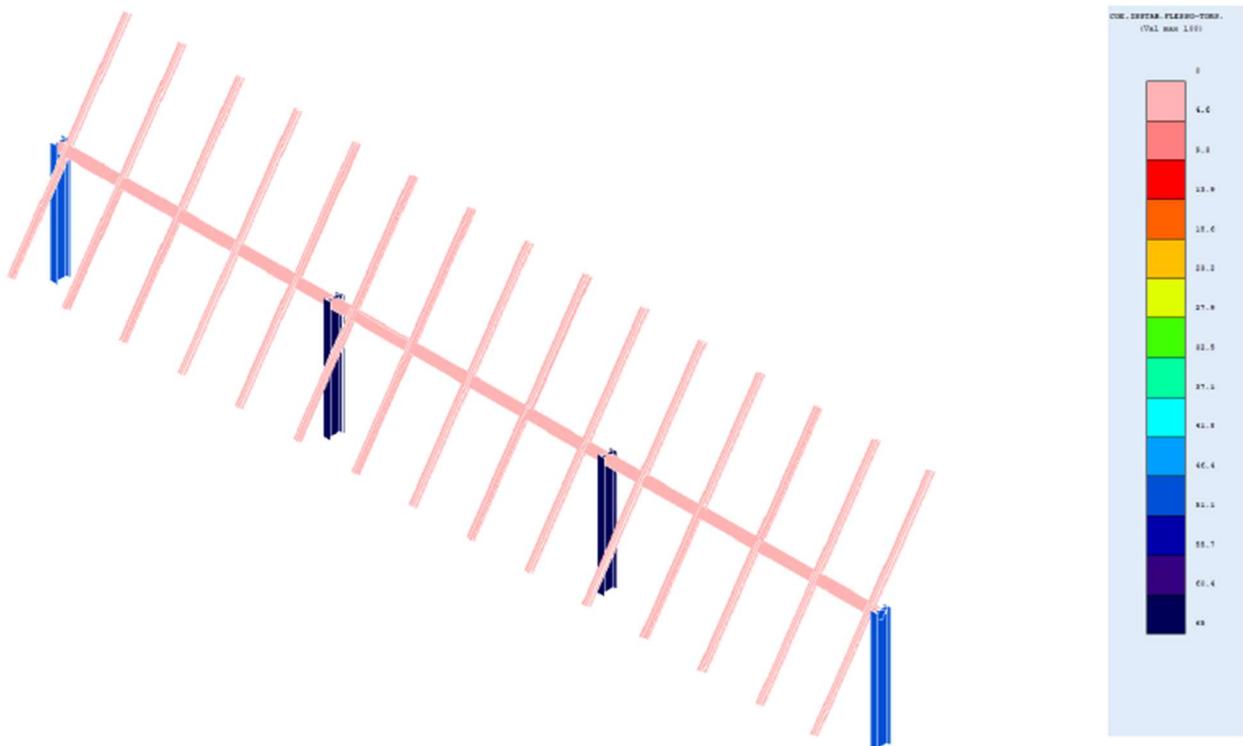
Inoltre è stato considerato anche un sovraccarico accidentale, valutato come aree ad uso industriale (E2) e quantificato in 200 kg/m².

8.3 VERIFICHE STRUTTURALI

Le strutture in elevazione saranno del tipo prefabbricato e prodotte in stabilimento da un costruttore che ne fornirà i calcoli e/o i certificati di prodotto.

È stato eseguito un predimensionamento di massima, valutando le sollecitazioni che gravano sulle strutture, sia per quanto riguarda le piastre di fondazione dove verranno collocate le cabine, sia per quanto riguarda i tracker che sosterranno i pannelli fotovoltaici.

Inoltre è stata eseguita la verifica globale di una struttura tipo per effettuare le verifiche di instabilità, di snellezza e a pressoflessione.





Renantis

RELAZIONE PREDIMENSIONAMENTO STRUTTURALE

