

PROPONENTE: **AME ENERGY S.r.l.**

Via Pietro Cossa, 5 20122 Milano (MI) - ameenergysrl@legalmail.it - PIVA 12779110969

REGIONE CAMPANIA
PROVINCIA DI SALERNO
COMUNE DI CAGGIANO

Titolo del Progetto:

REALIZZAZIONE DI UN IMPIANTO EOLICO UBICATO NEL COMUNE DI CAGGIANO (SA) IN LOCALITA' "TEMPA DEL VENTO", CON POTENZA NOMINALE PARI A 46.2 MW

Documento:

PROGETTO DEFINITIVO

N° Documento:

CAGEO-T028

ID PROGETTO:

105

DISCIPLINA:

PD

TIPOLOGIA:

R

FORMATO:

A4

Elaborato:

RELAZIONE PRELIMINARE SULLE STRUTTURE

FOGLIO:

24

SCALA:

-

Nome file:

CAGEO-T028.docx

Progettazione:

IPROJECT S.R.L.



**Consulenza, Progettazione e Sviluppo Impianti
ad Energia Rinnovabile**

Sede Legale: Via Del Vecchio Politecnico, 9 - 20121 Milano (MI)

P.IVA 11092870960-PEC: i-project@legalmail.it

Sede Operativa: Via Bisceglie n° 17 - 84044 Albanella (SA)

-mail: a.manco@iprojectsrl.com

Cell: 3384117245

Progettista:

Arch. Antonio Manco



Rev:	Data Revisione	Descrizione Revisione	Redatto	Controllato	Approvato
0	15/07/2023	Prima emissione	Ing. Vincenzo Oliveto	Ing. Vincenzo Oliveto	Arch. Antonio Manco

INDICE

1	INTRODUZIONE	2
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	3
3	INQUADRAMENTO TERRITORIALE	5
3.1	Caratteristiche generali dell'aerogeneratore	6
3.2	Aspetti geotecnici del sito	6
3.3	Aspetti sismici del sito	6
3.4	Caratteristiche dei materiali	9
3.5	Analisi dei carichi	10
3.6	Azione del vento secondo il dm 16/01/1996	12
3.7	Verifiche	13
3.8	Calcolo dei plinti rettangolari	14
3.9	Descrizione delle armature previste nei plinti	14
4	AZIONI SULLA STRUTTURA E PARAMETRI SISMICI DI CALCOLO	15
4.1	Regolarità delle strutture e fattore di struttura	15
4.2	Combinazioni delle azioni sulla costruzione	15
4.3	Destinazione d'uso e sovraccarichi variabili dovuto alle azioni antropiche	17
4.4	Modello di calcolo	18
4.5	Durabilità	19
4.6	Misura della sicurezza	19
4.7	Schematizzazione della struttura	19
4.8	Combinazione di Calcolo	22
4.9	Azioni agenti sulle fondazioni	23

1 INTRODUZIONE

La presente relazione ha carattere puramente descrittivo-illustrativo, fornendo esclusivamente, nelle linee generali, indicazioni sulle soluzioni strutturali adottate e i metodi di calcolo utilizzati per le fondazioni degli aerogeneratori del parco eolico nel Comune di Caggiano in località "Tempa del Vento". Per una compiuta e dettagliata analisi strutturale delle opere, si rimanda pertanto alla fase di progettazione esecutiva che verrà svolta a valle dell'ottenimento delle autorizzazioni necessarie alla costruzione ed esercizio dell'impianto.

In sede di progettazione esecutiva, in seguito alle prove geotecniche sul terreno atte a definire i valori di portanza su ogni singola postazione, sarà possibile realizzare il calcolo puntuale della fondazione per l'aerogeneratore

Per le opere di rete, ovvero la realizzazione della SE Utente, si fa osservare che gli edifici presenti sono tutte strutture prefabbricate e quindi già corredate di un calcolo strutturale; mentre per le platee delle opere elettromeccaniche, il calcolo sarà effettuato in sede di progettazione esecutiva, in seguito alle prove geotecniche sul terreno atte a definire i valori di portanza su ogni singola postazione.

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Gli impianti devono essere realizzati a regola d'arte, come prescritto dalla Legge n. 186 del 1° marzo 1968 e ribadito dal DM n. 37 del 22 gennaio 2008. Rimane tuttora valido, sotto il profilo generale, quanto prescritto dal D. lgs 81/2008 "Attuazione dell'articolo 1 della legge 3 agosto 2007, n. 123, in materia di tutela della salute e della sicurezza nei luoghi di lavoro".

Le caratteristiche dell'impianto, nonché di tutte le componenti l'impianto, dovranno essere in accordo con le norme di legge e di regolamento vigenti ed in particolare essere conformi:

- alla prescrizione di autorità locali, comprese quelle dei VVF;
- alla prescrizione ed indicazioni delle Società Distributrice di energia elettrica;
- alle norme CEI (Comitato Elettrotecnico Italiano).

NORME di RIFERIMENTO

- *Legge n. 1086 del 05.11.1971 "Norme per la disciplina delle opere in c.a. normale e precompresso, ed a struttura metallica".*
- *Legge n. 64 del 02.02.1974 - "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche".*
- *Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2018) – Nuove norme sismiche per il calcolo strutturale Approvate con Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018. Che sostituiscono quelle approvate con il decreto ministeriale 14 gennaio 2008 (NTC 2008).*
- *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.*
- *Regolamento (UE) n. 305/2011 — condizioni armonizzate per la commercializzazione dei prodotti da costruzione.*
- *D.M. 09.01.96 "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche".*
- *DM 16 gennaio 1996 "Norme tecniche per le costruzioni in zona sismica".*
- *DM 16 gennaio 1996 "Norme tecniche relative ai <Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi".*
- *D.M. 11 marzo 1988 "Norme tecniche riguardanti indagini sui terreni e sulle rocce stabilita dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per progettazione, esecuzione e collaudo di opere di sostegno delle terre e opere di fondazione".*
- *IEC 60400-1 "Wind Turbine safety and design".*

-
- *Circolare Min. LL.PP. 04 luglio 1996, n. 156 "Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche relative ai Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi".*
 - *Circolare Min. LL.PP. 31 luglio 1979, n. 19581 - Legge 1086, art. 7 - Collaudo statico.*
 - *Circolare Min. LL.PP. 1° settembre 1987, n. 29010 - Legge 1086 - D.M. 27 luglio 1985, Controllo dei materiali in genere e degli acciai per cemento armato normale in particolare.*
 - *Circolare Min. LL.PP. 29 ottobre 1987, n. 29233 - Legge 1086, art. 20, Autorizzazioni laboratori per prove sui materiali.*
 - *Servizio Tecnico Centrale del Ministero dei Lavori Pubblici - Linee Guida sul calcestruzzo strutturale – Dicembre 1996;*

Quanto altro previsto dalla vigente normativa di legge, ove applicabile.

3 INQUADRAMENTO TERRITORIALE

Il sito individuato per la realizzazione dell'impianto eolico è ubicato in Campania nel Comune di Caggiano (SA).

La localizzazione e la strutturazione dell'impianto eolico è stata individuata attraverso un'analisi condotta sulla bontà del livello di ventosità e sulle caratteristiche antropiche e ambientali del territorio di Caggiano. Prioritario, già in fase di studio, è stato l'impegno per la massima attenzione al rispetto dei criteri di inserimento dell'impianto nel contesto paesaggistico, armonizzando l'installazione con la valorizzazione ambientale e sociale del territorio che lo ospiterà.

La zona del parco è caratterizzata da morfologie montane e pedemontane. In particolare il parco sarà collocato sui crinali e su morfologie a bassa pendenza e stabili con altimetria media di circa 1100 m s.l.m.

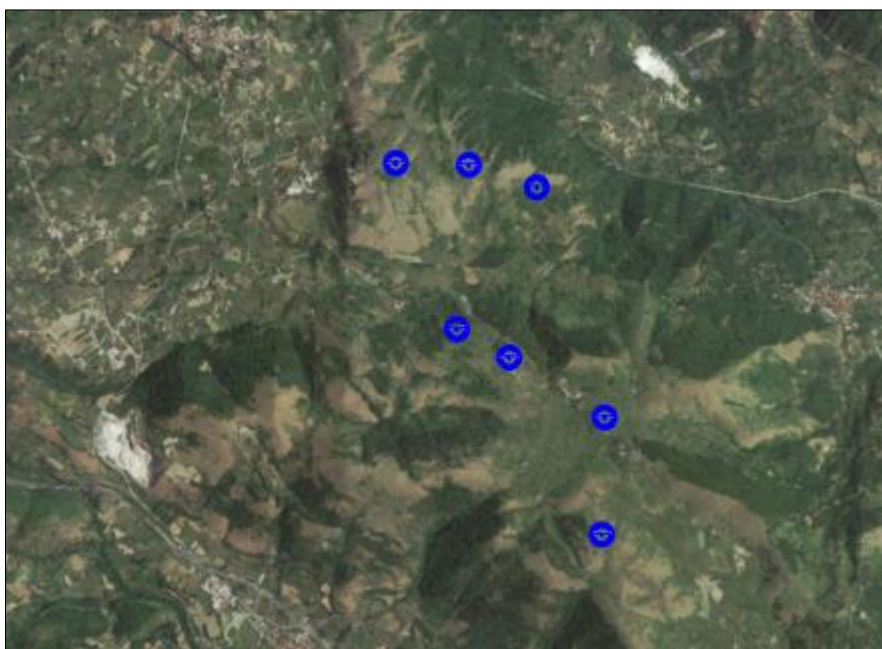


Figura 1: Ortofoto dell'impianto di progetto

La posizione delle torri del parco eolico che sarà realizzato è di seguito individuata:

ID TORRE	COMUNE	RIFERIMENTI CATASTALI		COORDINATE GEOGRAFICHE (GAUSS-BOAGA)		ALTEZZA al mozzo [m]	TIPO
		FOGLIO	PARTICELLA	EST	NORD		
1	CAGGIANO	23	54	2563477	4489746	120	SG 6.6 Siemens Gamesa
2	CAGGIANO	24	148-147	2564114	4489730	120	SG 6.6 Siemens Gamesa
3	CAGGIANO	25	53	2564708	4489534	120	SG 6.6 Siemens Gamesa
4	CAGGIANO	27	89	2564012	4488293	120	SG 6.6 Siemens Gamesa
5	CAGGIANO	26	136	2564405	4487890	120	SG 6.6 Siemens Gamesa
6	CAGGIANO	32	10	2565238	4487719	120	SG 6.6 Siemens Gamesa
7	CAGGIANO	33	143	2565307	4486580	120	SG 6.6 Siemens Gamesa

3.1 CARATTERISTICHE GENERALI DELL'AEROGENERATORE

La torre di sostegno, che porta l'asse dell'elica ad una altezza di 115 m dal suolo, e del tipo tubolare rastremato, con un diametro di 5 m alla base e di 3 m in sommità.

Le principali caratteristiche dell'aerogeneratore sono:

Potenza:	6200 kW
Frequenza:	50/60 Hz
Giri del rotore:	6,2 – 17,7 giri/minuto
Senso di rotazione:	orario
Numero delle pale:	3
Freni:	Aerodinamici
Peso torre tubolare:	180 t
Peso navicella:	90 t
Peso rotore:	30 t.

3.2 ASPETTI GEOTECNICI DEL SITO

Considerando i dati bibliografici inerenti alle litologie presenti nell'area d'intervento sono stati ricavati i parametri geotecnici (cautelativi) rappresentativi delle reali condizioni del territorio in esame, così riassumibili:

	Torre 1-2-3-4-5-6	Torre 7
Litologie	Calcare e dolomie (bad-rock)	Depositi intramontani di copertura costituiti da limo e sabbie con clasti litici
Parametri geotecnici		
Peso unità di volume (t/m^3) - γ_n	2,3-2,7	1,8-1,9
Coesione (kg/cm^2) - c'	1-1,2	0-0,2
Angolo d'attrito interno - φ	35-45°	26-30°
Modulo edometrico (kg/cm^2) - E_d	330-390	90-120
Coefficiente di Poisson - ν	0,35-0,45	0,30-0,33
Modulo di Winkler (kg/cm^3) - K_w	10-15	3,5-6
Resistenza alla compressione (MPa) - $R(P.L.T.)$	>50	>25

3.3 ASPETTI SISMICI DEL SITO

Il territorio comunale di Caggiano (SA), a seguito della riclassificazione sismica del 2002 effettuata dalla Regione Campania, è classificato in I categoria - $S=12$ - $a_g=0.35g$.

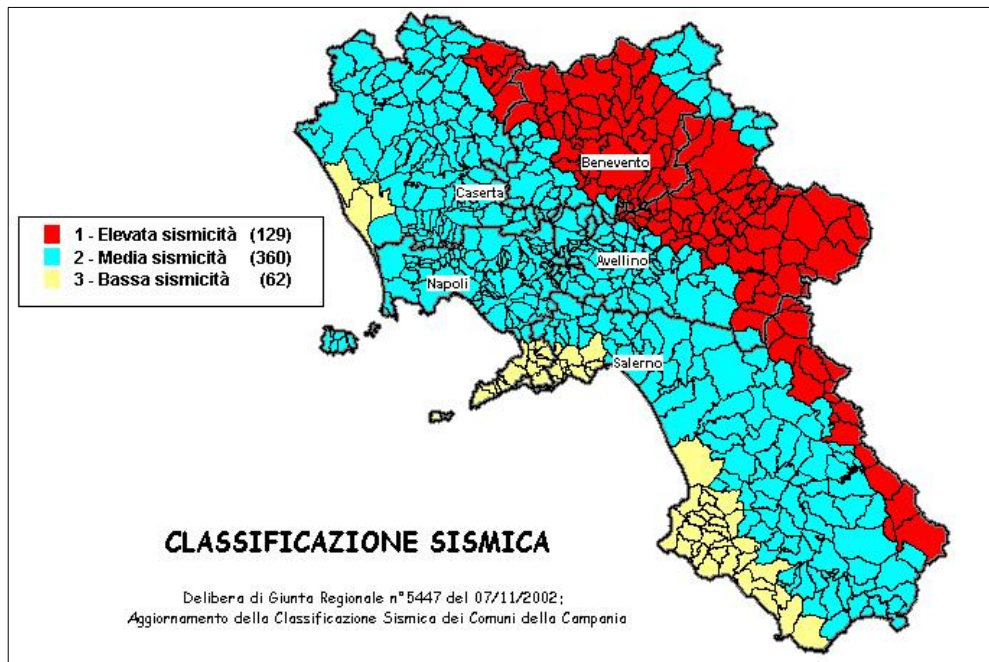


Figura 2: Classificazione sismica del 2002 dei Comuni della regione Campania. Zona 1, valore di $a_g=0.35g$; Zona 2, valore di $a_g=0.25g$; Zona 3, valore di $a_g=0.15g$.

Inoltre, la mappa del territorio nazionale per la pericolosità sismica, disponibile on-line sul sito dell'INGV di Milano, indica che il territorio comunale di Caggiano (SA) rientra nelle celle contraddistinte da valori di a_g di riferimento compresi tra 0.225 e 0.250 (punti della griglia riferiti a: parametro dello scuotimento a_g ; probabilità in 50 anni 10%; percentile 50).

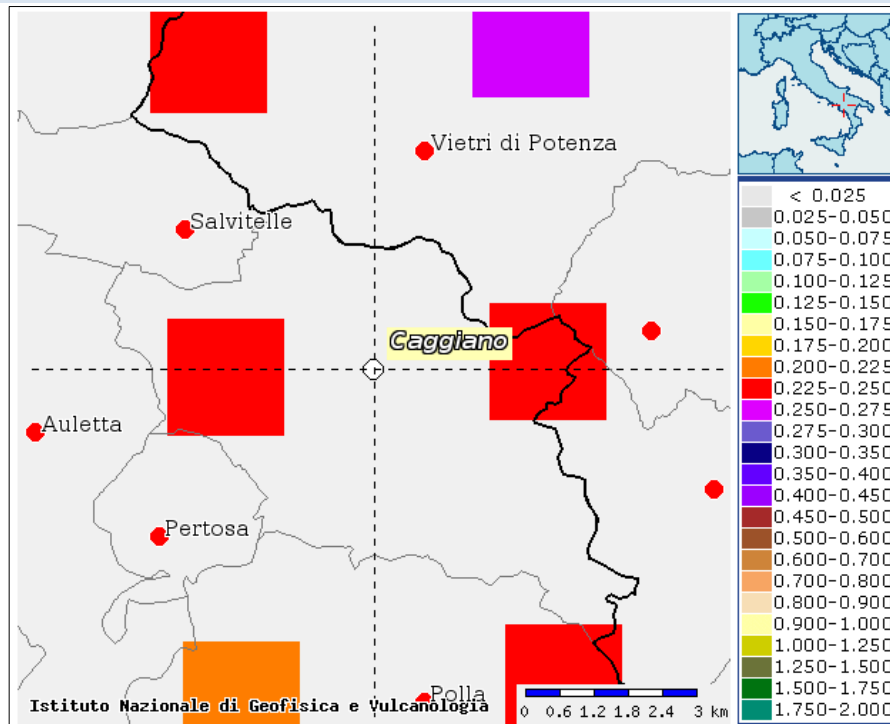


Figura 3: Mappa di pericolosità sismica redatta a cura dell'INGV di Milano - Punti della griglia riferiti a: parametro dello scuotimento a_g ; probabilità in 50 anni 10%; percentile 50.

I risultati forniti dall'indagine sismiche MASW effettuate permettono di definire la categoria di sottosuolo del sito, che risulta posto nella categoria A e B, con valori di $V_{s,eq}$ calcolati pari a:

Prospezione sismica	V_{Seq} (m/s)
MASW n.1	Cat. A (>800m/s)
MASW n.2	Cat. A (>800m/s)
MASW n.3	[681]
MASW n.4	[496]
MASW n.5	[522]
MASW n.6	[363]
MASW n.7	[583]

Proprio in funzione della categoria di sottosuolo A e B e della categoria topografica T2 ($h/H=1$) sono stati ricavati tutti i parametri d'interesse ingegneristico, quali gli spettri di risposta elastici.

Il calcolo degli spettri di risposta elastici è stato effettuato con la seguente strategia di progettazione:

- Vita nominale della costruzione - $VN \geq 50$ anni;
- Coefficiente d'uso della costruzione - $CU = 2$ – Classe d'uso della costruzione IV.

Il computo ha fornito valori massimi di a_g (accelerazione orizzontale massima al sottosuolo) e $S_e[g]$

(accelerazione orizzontale corrispondente ai periodi compresi tra TB e TC), relativamente agli stati limite SLD (Stato Limite di Danno) e SLV (Stato Limite di salvaguardia della Vita) pari a:

Masw n°	a_g SLD	a_g SLV	S_e [g] SLD	S_e [g] SLV
1	[0.108]	[0.323]	[0.364]	[0.994]
2	[0.108]	[0.323]	[0.364]	[0.994]
3	[0.108]	[0.323]	[0.364]	[0.994]
4	[0.108]	[0.323]	[0.364]	[0.994]
5	[0.108]	[0.323]	[0.364]	[0.994]
6	[0.108]	[0.323]	[0.364]	[0.994]
7	[0.108]	[0.323]	[0.364]	[0.994]

Valori massimi di a_g e S_e [g] relativamente agli stati limite SLD e SLV – componenti orizzontali degli spettri di risposta elastici.
Vita nominale della costruzione - $V_N \geq 50$ anni; Coefficiente d'uso della costruzione - $C_U = 2$ – Classe d'uso della costruzione IV;
smorzamento 5%.

3.4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Nella realizzazione dei manufatti in c.a. si utilizzerà acciaio tipo B450A e B450C caratterizzato dai seguenti valori nominali della tensione di snervamento e della tensione a carico massimo da utilizzare nei calcoli: 450 N/mm² e 540 N/mm².

Il calcestruzzo viene specificato come “miscela progettata” con riferimento alle proprietà richieste (calcestruzzo a prestazione).

Con “calcestruzzo a prestazione”, secondo le Linee Guida e la norma UNI 9858, si intende un calcestruzzo per il quale il progettista ha la responsabilità di specificare le prestazioni richieste ed eventuali ulteriori caratteristiche e per il quale l'appaltatore è responsabile della fornitura di una miscela conforme alle prestazioni richieste e alle eventuali ulteriori caratteristiche.

I dati fondamentali per i calcestruzzi a prestazione, specificati nel seguito, comprendono:

- classe di resistenza;
- dimensione massima nominale degli aggregati;
- classe di esposizione ambientale;
- classe di consistenza;
- tipologia strutturale (calcestruzzo non armato, armato o precompresso).

Il calcestruzzo dovrà essere confezionato conformemente alle norme di C.S.A. e nel rispetto delle norme UNI di riferimento (UNI 9858 – UNI 8981 – UNI 9917 – UNI 9420 – etc.).

Si riporta, di seguito, una tabella riassuntiva delle caratteristiche dei materiali impiegati.

MATERIALI	
Calcestruzzo	
Classe di resistenza	C 25/30
Classe di esposizione ambientale	2a, XC2
Classe di consistenza	S4
Tipologia strutturale	Cemento Armato
Resistenza caratteristica	30 N/mm ²
Copriferro	40 mm
Dimensione massima nominale degli aggregati	≤ 30 mm
Acciaio	
Tipo di acciaio	Fe 44 K
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} \geq 430$ N/mm ²
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} \geq 540$ N/mm ²
Tensione ammissibile	$\sigma_{amm} = 260$ N/mm ²

Figura 4: Caratteristiche materiali utilizzati

La resistenza caratteristica f_{ck} rappresenta il frattile del 5%, ossia il valore al di sotto del quale ci si attende che cada solamente il 5% di tutti i provini che potrebbero essere controllati per quel calcestruzzo. In pratica il provino ha il 95% di probabilità di essere maggiorato in termini di resistenza.

Le nuove norme tecniche (NTC 2018) classificano il calcestruzzo con un doppio parametro, che indica sia la resistenza caratteristica cilindrica, sia la resistenza caratteristica cubica.

La resistenza cilindrica f_{ck} viene determinata utilizzando provini cilindrici di 150 mm di diametro e 300 mm di altezza ($H/D = 2$).

Tra i due valori esiste la seguente relazione:

$$f_{ck} = 0,83 R_{ck} \text{ (per } H/D \geq 2)$$

La differenza tra questi due valori dipende fondamentalmente dal diverso stato tensionale che si genera nel provino a seguito delle prove di compressione, che dipende dal fatto che i provini cubici sono tozzi mentre quelli cilindrici sono snelli.

3.5 ANALISI DEI CARICHI

Il calcolo di progetto della torre di sostegno dell'aerogeneratore è stato eseguito dal produttore sulla base delle sollecitazioni massime previste dalle norme IEC 61400-1 per le aree di classe IEC Ia. I carichi agenti sui plinti di fondazione sono essenzialmente quelli scaricati dalle torri. Oltre ai pesi propri delle membrature ed ai carichi permanenti delle apparecchiature il calcolo tiene conto anche

delle azioni del vento e delle azioni sismiche.

Nella figura sottostante si riporta il sistema di riferimento adottato per la rappresentazione dei carichi.

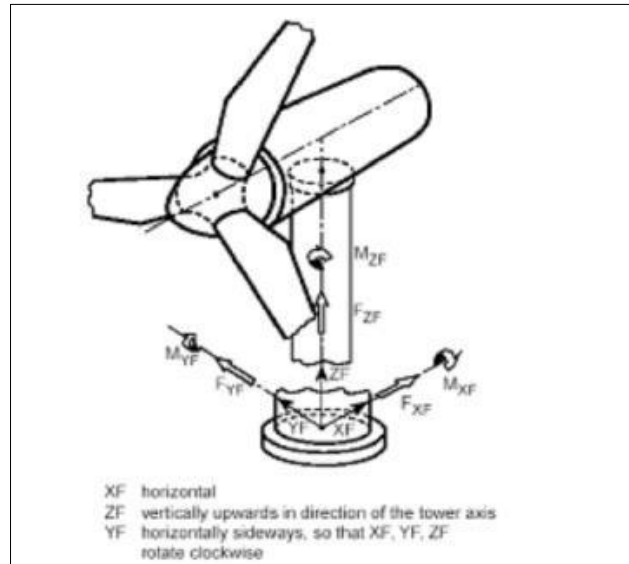


Figura 5: Definizione del sistema di coordinate

Le tabelle riportate di seguito, estrapolate dalla documentazione tecnica fornitaci dal costruttore delle turbine, riassumono i carichi a cui sono sottoposte le fondazioni.

	Extreme load case - Load factor 1,0	Extreme load case - Load factor 1,1
Fx (kN)	1535,05	1688,55
Fy (kN)	50,5	55,55
Fz (kN)	-6826,1	-7508,71
Fxy (kN)	1535,88	1689,47
Mx (kNm)	4163,87	4580,25
My (kNm)	178349,5	196184,46
Mz (kNm)	374,9	412,39
Mxy (kNm)	178398,1	196237,91

EQUIVALENT AND MEAN FATIGUE FOUNDATION LOADS			
	Mean load	Range m = 4	Range m = 7
Fx (kN)	473,93	563,31	558,57
Fy (kN)	-6,23	361,63	361,77
Fz (kN)	-6694,21	177,3	174,53
Mx (kNm)	4669,6	22054,68	26918,71
My (kNm)	56807,04	39810,03	50074,58
Mz (kNm)	133,54	10283,41	10803,68

Al fine di confrontare i valori delle sollecitazioni calcolati secondo la IEC 61400-1 con la normativa italiana, verrà riportato nel prossimo paragrafo il calcolo delle azioni del vento secondo il D.M. del 16 gennaio 1996 "Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi".

3.6 AZIONE DEL VENTO SECONDO IL DM 16/01/1996

Le azioni del vento sulle strutture si possono, nei casi usuali, ricondurre ad azioni statiche equivalenti.

Normalmente la direzione del vento si considera orizzontale e proveniente da qualsiasi direttrice. Le azioni statiche del vento si traducono in pressioni e depressioni agenti normalmente alle superfici, sia esterne che interne, degli elementi che compongono la costruzione.

Secondo il D.M. 16/01/1996 la pressione del vento p è data dall'espressione:

$$p = q_{ref} \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

dove

- q_{ref} è la pressione cinetica di riferimento di cui al punto 7.4. del D.M.;
- c_e è il coefficiente di esposizione di cui al punto 7.5. del D.M.;
- 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".

La pressione di riferimento q_{ref} è calcolata come segue:

$$q_{ref} = \frac{v_{ref}^2}{1,6}$$

con v_{ref} che rappresenta la velocità di riferimento del vento misurata in m/s, cioè il valore massimo, riferito ad un intervallo di ritorno di 50 anni, della velocità del vento misurata a 10 m dal suolo su un terreno di II categoria e mediata su 10 minuti.

Il valore della velocità di riferimento può essere assunto pari a quello riportato nella tabella 7.1 dello stesso decreto. Nel caso della regione Campania la velocità di riferimento risulta essere pari a 27 m/s e la relativa pressione di riferimento q_{ref} sarà quindi pari a 455,625 N/m².

Il coefficiente di esposizione c_e dipende dall'altezza della costruzione z sul suolo, dalla rugosità e dalla topografia del terreno, dall'esposizione del sito ove sorge la costruzione. Tale coefficiente

risulta dato dalla formula:

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

dove:

k_r , z_0 , z_{min} sono assegnati in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione; c_t è il coefficiente di topografia e può essere considerato pari a 1.

Per la verifica dei plinti di fondazione che si effettuerà nella progettazione esecutiva, per una progettazione cautelativa, verrà utilizzato il valore di forza in direzione dell'asse y più elevato tra quello calcolato secondo la normativa italiana e quello fornito dal costruttore delle turbine.

3.7 VERIFICHE

Le verifiche, svolte secondo il metodo delle tensioni ammissibili, si ottengono involupando tutte le condizioni di carico prese in considerazione.

Le verifiche sono state effettuate in corrispondenza delle condizioni maggiormente gravose per la struttura di fondazione, sommando ai pesi propri e alle azioni del vento, i carichi sismici.

Sono state effettuate le seguenti verifiche:

- verifica del terreno di fondazione;
- verifica della tensione di lavoro delle armature della fondazione;
- verifica della tensione di lavoro del calcestruzzo della fondazione;
- verifica a taglio della fondazione;
- verifica a punzonamento della fondazione;
- verifica allo slittamento;
- verifica al ribaltamento;
- verifica della portanza dei pali di fondazione.

Il dimensionamento preliminare della fondazione c.a. degli aerogeneratori è coerente con il predimensionamento elaborato dal costruttore riportato nel Documento SG 6.0-170 Estimated Foundation Design T115-50A D2372547/001.

3.8 CALCOLO DEI PLINTI RETTANGOLARI

Il calcolo dell'armatura del plinto di fondazione può essere ricondotto da quello di una piastra a quello di quattro mensole incastrate al piede del pilastro, essendo tale schema in vantaggio di sicurezza rispetto a quello più esatto di piastra.

L'armatura del grigliato di base è ottenuta dal calcolo a flessione semplice schematizzando l'intero plinto come quattro mensole incastrate al piede del pilastro.

La verifica a taglio viene effettuata sempre sulle stesse mensole, su una sezione di riferimento distante dal filo del pilastro di un tratto pari alla metà dell'altezza massima del plinto. Il passaggio di questa verifica implica automaticamente il passaggio della verifica a punzonamento per lo sforzo normale del pilastro.

Se la lunghezza della mensola di verifica, misurata da filo del pilastro al bordo più lontano, è inferiore all'altezza massima del plinto, essa si suppone sufficientemente tozza da non richiedere alcuna verifica a taglio e la verifica dell'armatura di base viene effettuata secondo lo schema semplificato di puntone e tirante.

Il progetto delle armature viene effettuato nella condizione che gli elementi bidimensionali siano soggetti contemporaneamente a sforzi membranali e flessionali.

3.9 DESCRIZIONE DELLE ARMATURE PREVISTE NEI PLINTI

Le armature di seguito riportate sono state dedotte dal calcolo preliminare effettuato per gli aerogeneratori della centrale eolica. Per il calcolo puntuale delle armature e le verifiche delle opere in c.a., si rimanda alla successiva progettazione esecutiva delle opere.

L'armatura inferiore del plinto tipo è costituita da una maglia principale di ferri o 20/25; L'armatura superiore è costituita da una maglia di ferri o 20/25, in cui i ferri centrali sono interrotti in corrispondenza del concio di fondazione della torre. In sovrapposizione rispetto alla maglia principale sono previsti i raffittimenti composti da 60 ferri radiali o 20 passanti all'interno del concio, 3 ferri circolari o 20 di diametro di 100, 180 e 240 cm posizionati all'interno del concio e 60 ferri ad U o 26 posti appena al di sotto del concio di fondazione.

L'armatura laterale del plinto consta di ferri o 16/25 posati sia in verticale che in orizzontale.

4 AZIONI SULLA STRUTTURA E PARAMETRI SISMICI DI CALCOLO

4.1 REGOLARITÀ DELLE STRUTTURE E FATTORE DI STRUTTURA

Per quanto riguarda il calcolo del fattore di struttura da adottare per il calcolo si adotta un fattore di comportamento associato alle strutture intelaiate in c.a., mentre per le verifiche geotecniche delle opere di fondazioni si fa riferimento a strutture non dissipative., come previsto dalle NTC18. Trattandosi quindi di sole fondazioni superficiali e strutture interrato con pareti in c.a. (e dunque a comportamento rigido), progettate in campo elastico, il fattore di struttura q sarà automaticamente determinato e pari a 1. Le fondazioni, dovendo essere progettate per rimanere in campo elastico, non necessiteranno quindi di specifiche armature per ottenere un comportamento duttile. Tutte le strutture sono considerate regolari così come previsto dalle regole delle NTC18.

4.2 COMBINAZIONI DELLE AZIONI SULLA COSTRUZIONE

Le azioni definite come al paragrafo 2.5.1 delle NTC 2018, dovranno essere combinate in accordo a quanto definito al paragrafo 2.5.3 delle stesse NT, applicando i seguenti coefficienti di combinazione:

Categoria/Azione variabile	γ_{0j}	γ_{1j}	γ_{2j}
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	0,9	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
Vento	0,6	0,2	0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{Gi} e γ_{Qj} da utilizzare nelle calcolazioni sono definiti nelle NTC 2018 al paragrafo 2.6.1- Tab. 2.6.I.

Le prestazioni attese nei confronti delle azioni sismiche dovranno essere 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 (SLO);
- Stato Limite di Danno (SLD).

Gli stati limite ultimi sono:

- Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV);
- Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC).

Le NTC 2008 indicano che l'azione sismica sia caratterizzata da 3 componenti traslazionali, due orizzontali contrassegnate da X e Y ed una verticale contrassegnata da Z, considerate tra di loro indipendenti, ed in funzione del tipo di analisi adottata, mediante una delle seguenti rappresentazioni:

- accelerazione massima attesa in superficie;
- accelerazione massima e relativo spettro di risposta attesi in superficie;
- accelerogramma.

L'azione in superficie dovrà essere assunta come agente su tali piani. Le due componenti ortogonali indipendenti che descrivono il moto orizzontale saranno caratterizzate dallo stesso spettro di risposta.

L'accelerazione massima e lo spettro di risposta della componente verticale attesa in superficie, in assenza di documentazione potranno essere determinati sulla base dell'accelerazione massima e dello spettro di risposta delle due componenti orizzontali.

Per la definizione delle forme spettrali (spettri elastici e spettri di progetto), in conformità ai dettami del NTC 2018 § 3.2.3. vanno definiti i seguenti termini:

- vita Nominale;
- classe d'Uso;
- categoria del suolo;
- coefficiente Topografico;
- latitudine e longitudine del sito oggetto di edificazione;

-
- fattore di struttura q .

Tali valori sono stati utilizzati da apposita procedura informatizzata che, a partire dalle coordinate del sito oggetto di intervento (sistema di coordinate UTM WGS 84 geografiche) fornisce i parametri di pericolosità sismica da considerare ai fini del calcolo strutturale.

Le verifiche delle prestazioni saranno effettuate per le azioni derivanti dalla neve, dal vento e dalla temperatura secondo quanto previsto al cap. 3 del DM 17.01.18 e della Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 21 gennaio 2019 n. 7 per un periodo di ritorno coerente alla classe della struttura ed alla sua vita utile.

Nel caso in specie trattandosi di opere di classe d'uso 4, gli stati limite da verificare ed il tipo di verifica da effettuare secondo norma sono i seguenti:

- Stato Limite di Operatività (SLO) con controllo degli spostamenti;
- Stato Limite di Danno (SLD) con controllo degli spostamenti;
- Stato Limite di Danno (SLD) con controllo degli spostamenti + verifiche di resistenza;
- Stato Limite di Salvaguardia (SLV) con verifica di resistenza.

4.3 DESTINAZIONE D'USO E SOVRACCARICHI VARIABILI DOVUTO ALLE AZIONI ANTROPICHE

Per la determinazione dell'entità e della distribuzione spaziale e temporale dei sovraccarichi variabili si dovrà fare riferimento alla tabella del D.M. 14.01.2008 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]

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale. Sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi. (ad esclusione delle aree suscettibili di affollamento)	2,00	2,00	1,00
B	Uffici. Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	2,00 3,00	2,00 2,00	1,00 1,00
C	Ambienti suscettibili di affollamento Cat. C1 Ospedali, ristoranti, caffè, banche, scuole Cat. C2 Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli per il libero movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, stazioni ferroviarie, sale da ballo, palestre, tribune libere, edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune	3,00 4,00 5,00	2,00 4,00 5,00	1,00 2,00 3,00
D	Ambienti ad uso commerciale. Cat. D1 Negozi Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini, librerie...	4,00 5,00	4,00 5,00	2,00 2,00
E	Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale. Cat. E1 Biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri Cat. E2 Ambienti ad uso industriale, da valutarsi caso per caso	$\geq 6,00$ —	6,00 —	1,00* —
F-G	Rimesse e parcheggi. Cat. F Rimesse e parcheggi per il transito di automezzi di peso a pieno carico fino a 30 kN Cat. G Rimesse e parcheggi per transito di automezzi di peso a pieno carico superiore a 30 kN: da valutarsi caso per caso	2,50 —	2 x 10,00 —	1,00** —
H	Coperture e sottotetti Cat. H1 Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione Cat. H2 Coperture praticabili Cat. H3 Coperture speciali (impianti, eliporti, altri) da valutarsi caso per caso	0,50 — —	1,20 secondo categoria di appartenenza —	1,00 — —

* 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 NTC 2018.

In presenza di carichi verticali concentrati Q_k essi sono stati applicati su impronte di carico appropriate all'utilizzo ed alla forma dell'orizzontamento, in generale con forma dell'impronta di carico quadrata pari a 35 x 35 mm.

4.4 MODELLO DI CALCOLO

I modelli di calcolo da utilizzare saranno quelli esplicitamente richiamati nel D.M. 17.01.2018 ed in particolare:

- - analisi elastica lineare per il calcolo delle sollecitazioni derivanti da carichi statici;
- - analisi dinamica modale con spettri di progetto per il calcolo delle sollecitazioni di progetto dovute
- all'azione sismica;
- - analisi degli effetti del 2° ordine quando significativi;
- - verifiche sezionali agli S.L.U. per le sezioni in c.a. utilizzando il legame parabola rettangolo

per il calcestruzzo ed il legame elastoplastico incrudente a duttilità limitata per l'acciaio.

Per quanto riguarda le azioni sismiche ed in particolare per la determinazione del fattore di struttura, dei dettagli costruttivi e le prestazioni sia agli SLU che allo SLD si farà riferimento al D.M. 17.01.18 e alla circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 21 gennaio 2019, n. 67 che è stata utilizzata come norma di dettaglio.

4.5 DURABILITÀ

Per garantire la durabilità delle strutture saranno prese in considerazione opportuni stati limite di esercizio (SLE) in funzione dell'uso e dell'ambiente in cui le strutture dovranno essere utilizzate limitando sia gli stati tensionali che, nel caso delle opere in calcestruzzo, l'ampiezza delle fessure. Inoltre per garantire la durabilità, così come tutte le prestazioni attese, sarà posta adeguata cura nelle previsioni sia nell'esecuzione che nella manutenzione e gestione della struttura prevedendo tutti gli accorgimenti utili alla conservazione delle caratteristiche fisiche e dinamiche dei materiali e delle strutture.

La qualità dei materiali e le dimensioni degli elementi sono stati previsti in coerenza con tali obiettivi.

4.6 MISURA DELLA SICUREZZA

Il metodo di verifica della sicurezza adottato sarà quello degli Stati Limite (SL) prevedendo due insiemi di verifiche rispettivamente per gli stati limite ultimi SLU e gli stati limite di esercizio SLE.

La sicurezza sarà 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.

4.7 SCHEMATIZZAZIONE DELLA STRUTTURA

La struttura sarà modellata con il metodo degli elementi finiti utilizzando vari elementi di libreria specializzati per schematizzare i vari elementi strutturali.

In particolare le travi ed i pilastri saranno schematizzate con elementi trave a due nodi deformabili assialmente, a flessione e taglio utilizzando funzioni di forma cubiche di Hermite, modello finito che

ha la caratteristica di fornire la soluzione esatta in campo elastico lineare per cui non necessita di ulteriori suddivisioni interne degli elementi strutturali.

Gli elementi finiti a due nodi possono essere utilizzati in analisi di tipo non lineare potendo modellare non linearità sia di tipo geometrico che meccanico con i seguenti modelli:

- matrice geometrica per gli effetti del II° ordine;
- non linearità meccanica per comportamento assiale solo resistente a trazione o compressione;
- non linearità meccanica di tipo elasto-plastica con modellazione a plasticità concentrata e duttilità limitata con controllo della capacità rotazionale ultima delle cerniere plastiche.

Per gli elementi strutturali bidimensionali (pareti a taglio, setti, nuclei irrigidenti, piastre o superfici generiche) si utilizzerà un modello finito a 3 o 4 nodi di tipo shell che modella sia il comportamento membranale (lastra) che flessionale (piastra). Tale elemento finito di tipo isoparametrico sarà modellato con funzioni di forma di tipo polinomiale che rappresentano una soluzione congruente ma non esatta nello spirito del metodo FEM.

Il metodo è efficiente per il calcolo degli spostamenti nodali ed è sempre rispettoso dell'equilibrio a livello nodale con le azioni esterne. Le verifiche saranno effettuate sia direttamente sullo stato tensionale ottenuto, per le azioni di tipo statico e di esercizio. Per le azioni dovute al sisma (ed in genere per le azioni che provocano elevata domanda di deformazione anelastica), le verifiche saranno effettuate sulle risultanti (forze e momenti) agenti globalmente su una sezione dell'oggetto strutturale (muro a taglio, trave accoppiamento, etc..).

Nel modello si terranno in conto i disassamenti tra i vari elementi strutturali schematizzandoli come vincoli cinematici rigidi.

La presenza di orizzontamenti sarà tenuta in conto o con vincoli cinematici rigidi o con modellazione della soletta con elementi SHELL.

L'analisi delle sollecitazioni sarà condotta in fase elastica lineare tenendo conto eventualmente degli effetti del secondo ordine.

Le sollecitazioni derivanti dalle azioni sismiche saranno ottenute sia con da analisi statiche equivalenti che con da analisi dinamiche modali. I vincoli tra i vari elementi strutturali e con il terreno saranno modellati in maniera congruente al reale comportamento strutturale.

Il modello di calcolo terrà conto dell'interazione suolo-struttura schematizzando le fondazioni

superficiali (con elementi plinto, trave o piastra) su suolo elastico alla Winkler.

Per le verifiche sezionali saranno utilizzati i seguenti legami:

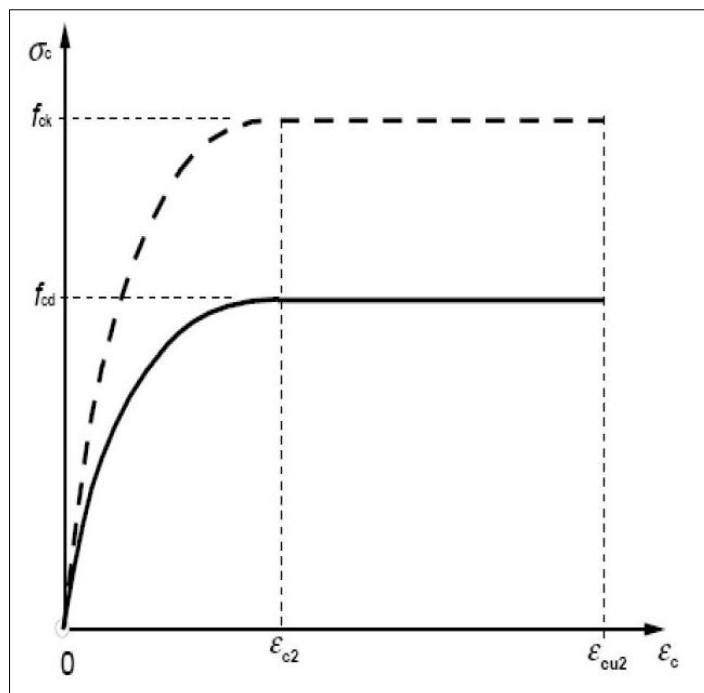


Figura 6: Legame costitutivo di progetto del calcestruzzo

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

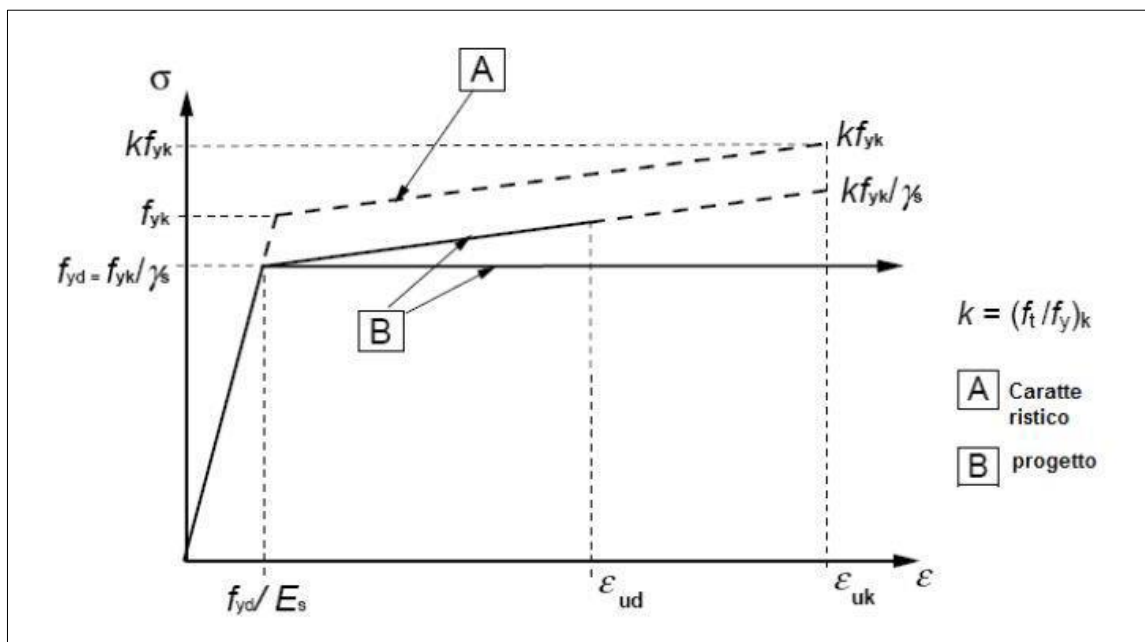


Figura 7: Legame costitutivo di progetto dell'acciaio per c.a.

Il modello di calcolo da utilizzare è rappresentativo della realtà fisica per la configurazione finale

anche in funzione delle modalità e sequenze costruttive.

4.8 COMBINAZIONE DI CALCOLO

Le combinazioni di calcolo da considerare 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, sono state definite le seguenti combinazioni delle azioni (Cfr. al § 2.5.3 NTC 2018):

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU) (2.5.1);
- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) 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 (SLE) reversibili (2.5.3);
- Combinazione quasi permanente (SLE), 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 Ad (v. § 3.6 form. 2.5.6).

Nelle combinazioni per SLE, saranno omessi i carichi Q_{kj} dal momento che hanno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_2 .

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_G e γ_{Qj} sono stati desunti dalle norme (Cfr. § 2.6.1, Tab. 2.6.I).

Per le combinazioni sismiche:

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 (Cfr. § 2.5.3 form. 3.2.16 delle NTC 2008)

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

I valori dei coefficienti y_{2j} saranno desunti dalle norme (Cfr. Tabella 2.5.I). La struttura sarà progettata così che il degrado nel corso della sua vita nominale, con manutenzione ordinaria, non pregiudichi le sue prestazioni in termini di resistenza, stabilità e funzionalità, portandole al di sotto del livello richiesto dalle presenti norme.

Le misure di protezione contro l'eccessivo degrado sono stabilite con riferimento alle previste condizioni ambientali.

La protezione contro l'eccessivo degrado si otterrà con un'opportuna scelta dei dettagli, dei materiali e delle dimensioni strutturali, con l'utilizzo, ove necessario, dell'applicazione di sostanze o ricoprimenti protettivi, nonché con l'adozione di altre misure di protezione attiva o passiva.

Per le azioni eccezionali, che si presentano in occasione di eventi quali incendi, esplosioni ed urti, ove richiesto da specifiche esigenze di destinazione d'uso, saranno considerate nella progettazione, con calcolo e verifica delle suddette azioni, determinate sulla base delle indicazioni di cui al § 3.6.1 delle NTC.

4.9 AZIONI AGENTI SULLE FONDAZIONI

Per la valutazione preliminare delle azioni di progetto (E_d) in fondazione si sono utilizzate due combinazioni delle azioni:

Per quanto riguarda le azioni verticali:

- SLU (combinazione fondamentale):

$$E_d = y_{G1} \cdot G1$$

- SLU + SISMA (combinazione sismica) SLV:

$$E_d = E + G1 = G1 \cdot k_v + G1$$

Per quanto riguarda le azioni orizzontali:

- combinazione sismica SLV(taglio sismico)

$$E_d = G1 \cdot k_{hi}$$

in cui:

E_d azione di progetto;

$G1$ peso proprio degli elementi strutturali;

y_{G1} coefficiente parziale di sicurezza (A1, A2 - punto 2.6.1 delle NTC 2018 e tab.2.6.I);

E azione sismica;

k_v ordinata dello spettro di progetto delle componenti verticali in corrispondenza del periodo fondamentale T_1

k_{hi} ordinata dello spettro di progetto delle componenti orizzontali in corrispondenza del periodo fondamentale T_1

Per la combinazione delle azioni E_d di cui sopra si è utilizzato l'Approccio normativo 2 (punto 2.6.1 delle NTC 2008):

$$(A1+M1+R3) - (STR + GEO)$$

Con:

A = Azioni γ_F (oppure γ_E oppure γ_G)

M = resistenza dei materiali (terreno) γ_M

R = resistenza globale del sistema γ_R

Inoltre per le azioni sismiche E , dagli spettri di progetto dell'allegato 2 si sono calcolati i valori di k_v e k_{hi} con le seguenti assunzioni:

Fattore di struttura	$q = 1$
Altezza media delle strutture	5 metri
Periodo fondamentale	$T_1 = 0,17 \text{ sec}$

Come già più volte specificato in precedenza, i calcoli sopraindicati servono solo a mettere in evidenza le volumetrie delle fondazioni e i relativi spazi di occupazione, nonché il sistema di armatura che verrà presumibilmente applicato. Solo in seguito alle analisi geotecniche sulla portanza del terreno ed alla analisi geologica di ogni singola postazione, sarà possibile eseguire dei calcoli esecutivi, che vengono quindi rimandati alla successiva fase di progettazione esecutiva.