

論文 信頼性理論に基づく RC 橋脚—杭基礎間の地震時損傷配分に関する研究

土井充*1・山崎康紀*2・秋山充良*3・鈴木基行*4

要旨: RC 橋脚—杭基礎系の耐震設計では、損傷を各部位に適切に配分させる必要がある。本研究では、望ましい崩壊モードとして、橋脚基部の曲げ靱性で地震エネルギーを吸収し、杭基礎には地震後に補強を必要とする程度の損傷が発生しない場合を想定した。そして、信頼性理論に基づき RC 橋脚—杭基礎系に介在する不確定要因を考慮した上で、設計上想定する崩壊モードが確実に生じるような、橋脚—杭基礎間の耐力の階層化を試みた。

キーワード: 信頼性理論, RC 橋脚, 場所打ち杭基礎, 耐力の階層化, 耐震設計

1. はじめに

兵庫県南部地震では、主に建築構造物において、基礎—構造物間の剛性や耐力の相違により、被害が構造物、基礎のいずれか一方に集中する例が多く見られた。一般の橋梁基礎は、橋脚よりも剛性・強度ともに大きいとされる。しかし、先の示方書の改訂や耐震補強が進むことにより、橋脚の耐力が相対的に大きくなると、地盤条件や基礎の規模によっては、基礎に被害が集中することが予想される。基礎の被害は、橋脚の被害よりも発見が困難であり、また復旧も大掛かりとなるため、基礎への損傷の配分は、極力抑えるのが望ましいと考えられる¹⁾。

そこで、本研究では RC 橋脚—杭基礎系において、両者に意図的な耐力の差(耐力の階層化)を設けることで、地震時に生じる損傷を適切に配分させることを試みた。

一方、橋脚—杭基礎系には、地盤に関する不確定性や、各耐力および支持力算定式のもつ不確定性などが存在する。特に基礎設計の計算モデル化には、橋脚と比べ、地盤と基礎の相互作用など複雑な要因が多く、算定される耐力や作用力にはかなりの誤差が含まれると思われる。つまり、仮に橋脚と基礎の双方に降伏耐力に相当する作用力が生じたとしても、両者の降伏に

対する安全性は全く相違するものとする必要がある。

このような不確定性の影響を考慮することができ、安全性の相違を定量的に把握することが可能になるものとして信頼性理論がある。そして、この理論を用いる中で、橋脚の曲げ破壊やせん断破壊、杭基礎の支持力保持限界などの各限界状態に対する安全性の比較から、生起することが望ましくない限界状態を制御することが可能となる。そこで本研究では、こうした状況を踏まえ、橋脚および杭基礎に関わる各限界状態を想定し、信頼性理論に基づき、杭基礎の限界状態を生起させないための橋脚—杭基礎間の耐力の階層化を検討した。

2. 橋脚—基礎系の解析モデル

2.1 解析対象橋梁

解析対象としたのは、5 径間連続鉄桁橋の中間 RC 橋脚とこれを支持する杭基礎である。杭は場所打ち杭であり、また橋脚は、平成 8 年道路橋示方書の規定²⁾を満足している。本研究では、橋脚—杭基礎間の地震時損傷配分の検討を目的としているため、支承は固定支承とし、設計振動単位は 1 径間分の上部構造とそれを支持する 1 基の橋脚と見なせる場合を想定した。地盤条件としては、地表面から耐震設計上の基盤

*1 東北大学大学院 工学研究科土木工学専攻 (正会員)

*2 (株)大林組, 工修 (正会員)

*3 東北大学助手 大学院工学研究科土木工学専攻, 工修 (正会員)

*4 東北大学教授 大学院工学研究科土木工学専攻, 工博 (正会員)

表-1 地盤モデルデータ

地盤モデル NO.	地盤の特性値 T_G (s)	加重平均 N 値	表層から基礎面までの深さ (m)
II-1	0.33	33.66	16.8
II-2	0.39	21.46	17.3
II-3	0.34	21.23	15.8
II-4	0.36	28.74	19.5

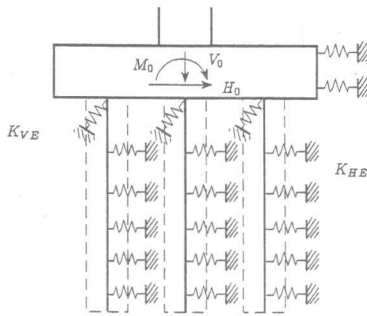


図-1 杭基礎の解析モデル

面までの深さが 15.8m ~ 19.5m までの 4 種類の地盤モデルを取り上げることとした。道路橋示方書に従い表層地盤の基本固有周期 T_G (s) を算定したところ、4 種類の地盤モデルは、耐震設計上の地盤種別として II 種地盤に分類された。表-1に各地盤モデルの T_G (s) および加重平均 N 値などを示した。

本研究では、上部構造および RC 橋脚は全ての解析において同一であるものとし、選択した各地盤モデル毎に杭基礎を試設計した。なお、その RC 橋脚の保有水平耐力に相当する震度 k_{hp} は 0.65 である。杭基礎の試設計は荷重漸増法³⁾を用い、図-1に示すようにフーチング底版位置に、上部構造、橋脚、フーチングの慣性力に相当する水平力およびモーメントを杭基礎の降伏と判定される、(I) 全ての杭において、杭体が降伏する、(II) 一列の杭の杭頭反力が押し込み支持力の上限值に達する、まで漸増させた。杭の軸方向および杭軸直角方向の抵抗特性などは全て道路橋示方書の規定に従った。このようにして各地盤モデル毎に杭径 (1.0m, 1.2m, 1.5m) および軸方向鉄筋量を変化させることで様々な降伏震度 k_{hf} を持つ杭基礎を設計した。杭基礎の降伏震

表-2 各地盤モデルの $\alpha (=k_{hf}/k_{hp})$ の値

地盤モデル NO.	$\alpha = k_{hf}/k_{hp}$
II-1	0.92 ~ 2.62
II-2	0.85 ~ 2.31
II-3	0.92 ~ 2.46
II-4	0.85 ~ 2.15

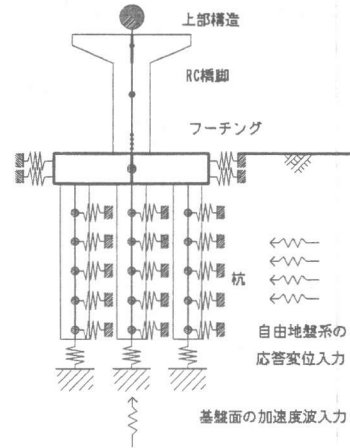


図-2 動的解析モデル

度 k_{hf} と基礎が支持する橋脚の保有水平耐力に相当する震度 k_{hp} の比 ($\alpha = k_{hf}/k_{hp}$) を算定した結果を表-2に示す。なお、杭基礎の耐震設計では、震度法により基礎形状が決定されることがあるが、本研究ではあくまでも橋脚と杭基礎の保有水平耐力の大きさに着目しているため、震度法による照査は行っていない。

2.2 動的解析モデルおよび入力地震動

図-2に示す上部構造-RC橋脚-杭基礎から構成される橋梁システムの動的解析を以下の条件で実施した。前記したように上部構造は中間橋脚が支持する死荷重分を 1 質点系に集約し、支承条件は、固定とした。RC 橋脚および杭体は、非線形梁要素でモデル化し、その履歴復元力特性としては、剛性低下型の Takeda モデルを与えた。橋脚の横梁部およびフーチング部は剛体とした。杭の軸方向の復元力特性および杭周辺地盤とフーチング前面地盤の水平抵抗復元力特性は、完全弾塑性型のバイリニアモデルで表し、各ばねの剛性および上限値は、杭基礎を試設計するとき用いた静的なばね値とした。ま

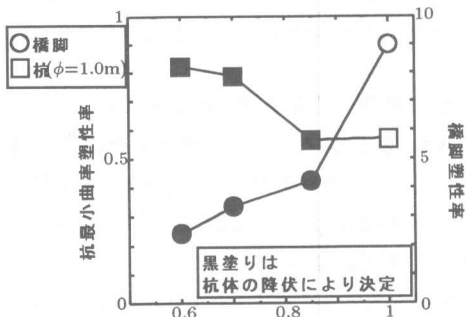


図-3 杭基礎の降伏震度による橋脚および杭の塑性率の変化(地盤モデルNO.II-1)

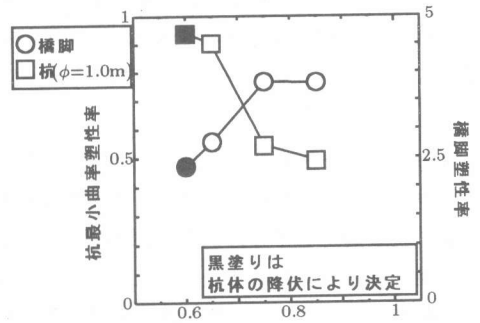


図-5 杭基礎の降伏震度による橋脚および杭の塑性率の変化(地盤モデルNO.II-3)

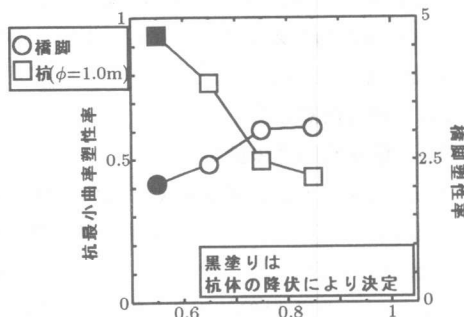


図-4 杭基礎の降伏震度による橋脚および杭の塑性率の変化(地盤モデルNO.II-2)

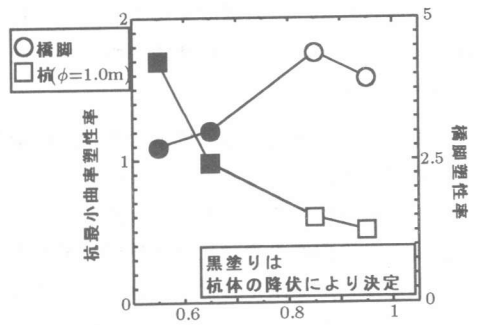


図-6 杭基礎の降伏震度による橋脚および杭の塑性率の変化(地盤モデルNO.II-4)

た、図-2にモデル化された杭体には、ラーメン構造の柱のように、地震時に作用軸力の変動が生じるが、本研究ではこのような影響は考慮せず、常時の作用軸力から求められる曲げモーメント-曲率関係を用いることとした。

自由地盤系は、橋梁システムからなる構造物系からの作用は受けない独立した系として応答値を等価線形解析により算定した。

減衰はRayleigh減衰とし、固有値解析結果に基づいて、地震応答に寄与すると思われる2つの固有振動モードにおける固有振動数とひずみエネルギー比例法によって求めたモード減衰定数を用いて作成した。なお、各構造要素の減衰定数は、橋脚および杭基礎では2%、剛体部は0%、そして杭基礎-地盤間ばねでは逸散減衰を見込んで10%とした。

入力地震動は、道路橋示方書に規定されるタイプIIのII種地盤用の標準波形(TYPE-II-II

1)を用い、重複反射理論に基づいた解析プログラムSHAKEにより各地盤モデル毎の基盤波形を推定した。なお、他のII種地盤用標準波形を用いて動的解析を行っても、解析結果に大きな差が生じないことを確認した。

2.3 橋脚-杭基礎間の非線形応答の関係

各地盤モデルに対して、杭基礎の降伏震度のみを変化させた橋脚-杭基礎系に対して動的解析を行ない、橋脚および杭体間の地震時損傷配分について検討した。杭径は同一とし、杭の軸方向鉄筋量を変化させ、4つの降伏震度をもつ杭基礎を試設計している。各地盤モデル毎に杭径1.0mの場合の動的解析結果を図-3~図-6に示す。なお、図中黒塗りで示した点は、試設計の際に全ての杭体が降伏すると判定されることで、杭基礎の形状が決められたものである。また、各図の右側の縦軸は、フーチング上面に対する橋脚天端の相対変位を橋脚の降伏変位で除

したものであり、左側の縦軸の杭最小曲率塑性率とは、各杭の中の最大応答曲率を全ての杭に対して算出し、その中の最小値を杭の降伏曲率で除したものである。

杭径が同一であり、同じ軸方向鉄筋量を持つ杭体であっても、各地盤モデルとの組み合わせにより杭基礎としての降伏震度は相違するが、杭の最小曲率塑性率に着目したときには、全ての解析モデルにおいて、杭基礎の降伏震度 0.65 付近を境にして、杭の曲率塑性率の大幅な低減が見られた。これは、本研究で解析対象とした RC 橋脚の保有水平耐力に相当する震度 k_{hp} が 0.65 であるため、この震度を超える耐力を杭基礎に与えることにより、杭基礎の損傷を低減できると言える。

一方、橋脚の塑性率は、杭体の曲げ、杭軸方向に対する非線形化の度合いおよび橋脚-杭基礎系の振動特性の相違から、各地盤モデル毎に杭基礎の降伏震度の増加に伴う影響は異なる。しかしながら、全体として見れば、杭基礎の耐力が小さくなると、損傷が橋脚から杭基礎へと集中することになり、橋脚および杭基礎の設計時には、両者の耐力の格差を考慮し、地震時損傷配分を決定する必要があることを示唆していると言える。

また、図-3～図-6に示した結果では、 k_{hp} を超えた降伏震度を持つ杭基礎は、全ての杭体が降伏していない状態となり、杭基礎の耐力を大きくすることによる杭の損傷の低減効果は小さくなる。従って、静的な荷重増法に基づき耐震設計された場所打ち杭基礎が、 k_{hp} を超える降伏震度を持つとき、その橋梁系を対象に動的解析を行っても、その杭基礎は降伏しないことが本研究の解析対象範囲内で確認された。しかし、杭基礎に関する計算精度や地盤のもつ不確実性の問題、および杭基礎の試設計の際には考慮していない地盤変形や減衰力の影響⁴⁾などを考えると、不確定要因の大きさや地盤モデルによっては、単に橋脚の保有水平耐力を上回る耐力を杭基礎に与えるのみでは杭基礎の損傷を十分に防ぐことはできないと言える。そこで、信頼性理論を取り入れることで、こうした不確定

要因の影響を評価し、杭基礎を降伏状態に到達させないための設計水平震度を設定する。

3. 橋脚-杭基礎間の耐力階層化

3.1 橋梁システムに介在する不確定要因

与えられた設計条件から算定される耐力値や、地震応答解析より得られる各応答値等は様々な不確定要因を含んでいる。

橋梁システムに介在する不確定要因としては、例えば、(1)各耐力算定式のもつばらつき、(2)材料強度(コンクリートの圧縮強度、鉄筋の降伏強度等)のもつばらつき、(3)動的解析のモデル化に伴い生じる応答値の不確実性等がある。従って、信頼性理論に基づき、これらの影響を適切に評価する必要がある。

3.2 耐力階層化法

(1) 限界状態式の設定

本研究では、せん断破壊に対する安全性は十分に確保されていると仮定し、橋脚-杭基礎間の限界状態を以下のように設定した。この時、「耐力項」-「外力項(動的解析より得られる各応答値)」で定義される限界状態式は以下のように表せる。

・橋脚に対する安全性照査

橋脚の限界状態として、作用曲げモーメントが曲げ耐力に到達する点を想定した。この時の限界状態式を式(1)に示す。

$$g_1 = \alpha_1 M_u - M_{act} \quad (1)$$

ここに、 M_u : 曲げ耐力、 M_{act} : 作用曲げモーメント、 α_1 : 耐力算定式の持つばらつきを考慮するための補正係数

・杭体に対する安全性照査

前記した杭基礎の降伏点を参考に、杭体の限界状態として全ての杭体が降伏する点を想定した。この時の限界状態式を式(2)に示す。

$$g_2 = \alpha_2 \phi_{min} - \phi_{act} \quad (2)$$

ここに、 ϕ_{min} : 杭降伏時の曲率塑性率(=1.0)、 ϕ_{act} : 杭最小曲率塑性率、 α_2 : 耐力算定式の持つばらつきを考慮するための補正係数

・押し込み支持力に対する安全性照査

式(2)と同様に、杭基礎の押し込み支持力に対する限界状態としては、1列の杭の杭頭反力が

表-3 各確率変数の分布形およびそのパラメータ

限界状態式 での記号	確率分布形	平均値	変動係数 (%)
α_1, α_2	正規分布	1.0	10%
M_u, ϕ_{min}	正規分布	設計値	8%
$q_d A$	正規分布	設計値	58%
$U \sum L_i f_i$	正規分布	設計値	41%
M_{act}, ϕ_{act}, P_H	正規分布	応答値	30%

押し込み支持力の上限值に到達する点を想定した。この時の限界状態式を式(3)に示す。

$$g_3 = q_d A + U \sum L_i f_i - P_H \quad (3)$$

ここに、 $q_d A$: 杭先端部の極限支持力、 $U \sum L_i f_i$: 杭の周面摩擦力の総和、 P_H : 杭頭反力

(2) 確率変数の分布形およびそのパラメータ

信頼性理論に基づき、安全性の相違を定量的に把握するためには、まず先に述べた限界状態を構成する各確率変数の変動係数や分布形の設定を行わなければならない。本研究では、既往の解析データ^{5),6)}などに基づき、表-3のように設定した。

(3) 耐力階層化法

式(1)~(3)に示す各限界状態式から、それぞれの各限界状態に対する安全性の余裕を表す安全性指標 $\beta_1, \beta_2, \beta_3$ を Rosenblatt 変換に基づき算出する⁵⁾。そして、算出した各安全性指標に対して、生起することが望ましくない杭基礎の限界状態に対する安全性指標 β_2, β_3 が式(4)を満足する時、種々の不確定要因を考慮した上でも、杭基礎の安全性は、橋脚のそれよりも保たれていると言える⁷⁾。

$$\frac{\beta_1}{\beta_2} < 1 \quad \text{and} \quad \frac{\beta_1}{\beta_3} < 1 \quad (4)$$

そこで、静的な荷重漸増法により杭基礎を耐震設計する際に、その設計水平震度をどの程度 RC 橋脚の保有水平耐力に相当する震度に対して割増すれば、地震時の杭基礎の降伏を防ぐことができるのかということを、動的解析と信頼性理論の両面から検討する。

3.3 解析結果

杭径と杭の軸方向鉄筋量を変化させた様々な降伏震度を持つ杭基礎と上部構造および RC 橋

脚を組み合わせた橋脚-杭基礎系に対して動的解析を行い、式(1)~式(3)に示した「外力項」を算出することで、各安全性指標を算定した。杭基礎の降伏震度に着目した各地盤モデル毎の解析結果を、それぞれ表-4~表-7に示す。

各地盤モデルにおいて、橋脚の安全性を表す安全性指標 β_1 は、杭の降伏震度による変化が小さい。図-3~図-6に示した動的解析結果で同一杭径に着目したときには、杭基礎の降伏震度の増加により橋脚の塑性率が大きくなる傾向が見られたが、不確定性を考慮した上での安全性評価では、そのような影響は他の安全性指標の変化に比べて小さくなる。また、杭体に対する安全性は、杭の降伏震度の増加に伴い比例的に上昇し、杭基礎の降伏震度が 0.80 以上であれば、全ての地盤モデルに対して橋脚の安全性を上回ることができる。つまり、橋脚の保有水平耐力に相当する震度の 1.23 倍の降伏震度をもつ杭基礎を設計すれば、表-3に設定した橋脚-杭基礎系に介在する不確定要因を考慮した上でも、杭体の地震時安全性が橋脚より高く確保できると言える。

一方、杭の降伏震度が大きくなっても、押し込み支持力に対する安全性は、あまり上昇しない。この理由は、杭の押し込み支持力算定式の持つ精度の低さにある。つまり、杭の鉛直載荷試験データをもとに設定した杭先端部の極限支持力および周面摩擦力の変動係数⁶⁾が高いため、許容値に対する作用力が小さくなくても、評価される安全性の上昇の程度は小さい。当然、基礎形状が押し込み支持力に対する照査で決定される場合には、その影響が強くなる。

結果として、本研究で対象とした橋梁-杭基礎系および各地盤モデルの組み合わせでは、式(4)を満足するために必要な杭基礎の降伏震度は 1.05 であり、これは橋脚の保有水平耐力に相当する震度の 1.62 倍となる。従って、この降伏震度を持つように杭基礎を静的な荷重漸増法で耐震設計すれば、式(2)および式(3)で設定した杭基礎に関わる限界状態の生起確率を、橋脚のそれよりも小さくすることができると言える。しかしこの場合には、杭基礎にかなり大きな耐

表-4 各限界状態毎の安全性指標 (II-1)

k_{hf}	β_1	β_2	$\beta_{(3)}$	決定要因*
0.60	1.13	0.65	0.51	杭体
0.70	1.03	0.80	0.63	杭体
0.75	1.02	1.51	0.85	杭体
0.85	0.99	2.10	0.81	杭体
1.00	0.61	2.06	0.65	押込み
1.05	1.18	3.55	1.37	杭体
1.40	0.73	3.62	1.35	押込み
1.70	1.27	6.07	1.92	杭体

表-5 各限界状態毎の安全性指標 (II-2)

k_{hf}	β_1	β_2	β_3	決定要因*
0.55	1.14	0.20	0.12	杭体
0.65	1.10	0.87	0.23	押込み
0.70	1.09	1.58	0.38	押込み
0.75	1.07	2.63	0.53	押込み
0.85	1.06	3.16	0.54	押込み
1.05	1.15	4.61	1.17	押込み
1.15	1.14	5.10	1.18	押込み
1.20	1.25	6.20	1.72	杭体
1.50	1.27	6.68	1.78	杭体

*杭体：杭基礎の形状が杭体の降伏に対する照査で決定
 押込み：杭基礎の形状が押込み支持力に対する照査で決定

力を与えることになるため、今後は、式(4)のような杭基礎の目標安全性レベルについて、その限界状態が生起するのに伴うリスク等も考慮して検討していく必要があると考える。

4. 結論

解析対象とした RC 橋脚、杭基礎、地盤モデルの限定された範囲内ではあるが、本研究から得られた結論を以下に示す。

(1) 確定論的に見れば、静的な荷重漸増法で耐震設計された場所打ち杭基礎の耐力が、橋脚の保有水平耐力以上を有するとき、その橋梁系を対象に動的解析を行っても、杭基礎は降伏しないことが確認された。

(2) 橋脚の保有水平耐力に相当する震度の 1.23 倍の降伏震度を持つように荷重漸増法で杭基礎を設計すれば、地震時の杭体の安全性を橋脚よりも高く確保することができる。

(3) 押込み支持力に対する安全性は、支持力算定式の精度の低さから、高く評価されない。このため、押込み支持力に対して確保する安全性の

表-6 各限界状態毎の安全性指標 (II-3)

k_{hf}	β_1	β_2	β_3	決定要因*
0.60	1.13	0.20	0.00	杭体
0.65	1.09	0.33	0.11	押込み
0.70	1.10	0.40	0.14	押込み
0.75	1.00	2.25	0.40	押込み
0.85	0.99	2.67	0.42	押込み
1.05	1.10	3.70	1.17	押込み
1.15	1.09	4.13	1.18	押込み
1.45	1.27	6.71	1.79	杭体
1.60	1.24	6.60	1.71	杭体

表-7 各限界状態毎の安全性指標 (II-4)

k_{hf}	β_1	β_2	β_3	決定要因*
0.55	1.08	0.00	0.26	杭体
0.70	1.03	0.00	0.37	杭体
0.75	0.96	0.94	0.59	杭体
0.80	0.95	1.35	0.72	杭体
0.85	0.93	1.87	0.72	押込み
0.95	0.98	2.59	0.78	押込み
1.05	1.03	3.27	1.29	杭体
1.10	1.03	3.43	1.29	杭体
1.30	1.02	4.06	1.30	杭体
1.40	1.13	5.95	1.85	杭体

目標値の設定に関して、最適化問題の概念などを加えて検討していく必要があると思われる。

参考文献

- 1) 山田善一編著：耐震構造設計論，京都大学学術出版会，1997
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，1996
- 3) 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料，1997
- 4) 矢部正明・川島一彦：降伏耐力比に着目した杭基礎の損傷度に関する検討，第2回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.47～54，1998.12
- 5) 鈴木基行・秋山充良・山崎康紀：構造系の安全性評価法および RC 橋脚の耐震設計への適用に関する研究，土木学会論文集，No.578/V-37，pp.71～87，1997.11
- 6) 岡原美知夫・中谷昌一・田口敬二・松井謙二：軸方向押込み力に対する杭の支持特性に関する研究，土木学会論文集，No.418/III-13，pp.257～266，1990.6
- 7) D.A.Reed, C.B.Brown：Reliability in the context of design, Structural Safety, 11, pp.109-119, 1992