

建築研究資料

Building Research Data

No. 126

December 2010

履歴型ダンパーを用いた既存建築物の耐震改修
～制振補強建物のエネルギー法による耐震性評価法の提案、及び
外付けダンパー接合部の設計・施工法（案）～

Seismic Retrofit of Existing Buildings Using Hysteretic Dampers

～ Proposal of Seismic Performance Evaluation of Retrofitted Buildings Adapting the Energy Balance Method, and
Design and Execution Method for Dampers Connected from Outside of Buildings (Draft) ～

長谷川隆、向井智久、北村春幸、小林正人、
石井匠、荻野雅士、小板橋裕一、後閑章吉、西本晃治
Takashi Hasegawa, Tomohisa Mukai, Haruyuki Kitamura, Masahito Kobayashi,
Takumi Ishii, Masashi Ogino, Yuichi Koitabashi, Syokichi Gokan, Koji Nishimoto

独立行政法人 建築研究所

Published by

Building Research Institute

Incorporated Administrative Agency, Japan

はしがき

1981年以前のいわゆる旧基準で設計されている鉄筋コンクリート造や鉄骨造の建物の耐震補強としては、ブレースを用いる方法が広く一般に普及していますが、既存建物との一体性を確保するために鉄骨フレーム付きで補強が行われる場合が多く、既存部分との接合部の施工がかなり煩雑になります。また、建物内部にブレースを設置する機会が多いため、工事の際に居住者が一時的に退去しなければならないことがしばしば問題になります。

このような施工の煩雑さを解決するための1つの方法として、強度型ではなくエネルギー吸収能力を有する履歴型ダンパーを用いることが考えられます。さらに、このような履歴型ダンパーを建物の外側から、鉄骨フレーム等の枠材なしに既存部材に簡単に取り付けることで、十分な補強効果が得られるとすれば、これまでのブレースによる補強の施工面での問題が大幅に改善できる可能性があります。しかしながら、現状では、このような履歴型ダンパーを建物の外側から取り付ける補強方法は、ほとんど行われていないため、その適切な設計方法は明らかではありません。また、このような履歴型ダンパーを用いた補強方法は、建築物の耐震改修の促進に関する法律における構造耐震指標 I_s の計算方法が定められていないため、個別に時刻歴解析による耐震安全性の確認が要求され、従来のブレースによる補強と同様の手続きで設計ができないことも、普及していない原因の1つと考えられます。

このような状況を踏まえて、独立行政法人建築研究所では、平成18年度～20年度の個別重点研究開発課題として「耐震化率向上を目指した普及型耐震改修技術の開発」を実施し、この中で設けられた鋼構造分科会で、履歴型ダンパーを用いた補強方法のより一層の普及を目的として、時刻歴解析の代わりとなる簡易な耐震性能評価法の検討を行うとともに、履歴型ダンパーを建物の外側から取り付ける方法について検討を行いました。また、平成21年度～22年度には、「鋼材ダンパーによる耐震補強建物の設計事例等検討委員会」を設置して、履歴型ダンパーを用いた補強に適用するための換算 I_s の計算方法等の検討を行いました。この建築研究資料は、これらの研究成果をとりまとめたものです。

既存建築物の耐震改修は喫緊の課題であり、その重要性は今後もますます高まると考えられます。近い将来、本資料で提案した耐震性能評価法や外付けダンパー補強の接合部設計法が実務設計で用いられるようになり、既存建築物の耐震性能の向上に資する改修工事を普及させるための一助になれば幸いです。

平成22年12月

独立行政法人 建築研究所
理事長 村上 周三

履歴型ダンパーを用いた既存建築物の耐震改修
～制振補強建物のエネルギー法による耐震性評価法の提案、及び
外付けダンパー接合部の設計・施工法（案）～

概要

履歴型ダンパーを用いた耐震改修方法を普及促進させるため、RC造建物をダンパーで補強する場合の実験的研究を行うとともに、ダンパーで補強した建物の性能評価方法に関する解析的な研究を行った。実験的研究としては、RC造フレームの外側にダンパーを取り付けた架構の載荷実験とダンパーとRC梁部材の接合部の載荷実験を実施した。一連の実験結果に基づいて、RC造フレームに外付けでダンパーを取り付ける場合の接合部設計方法を提示した。解析的検討としては、エネルギー法による耐震性評価方法について、時刻歴解析との比較によって検討を行った。また、ダンパーにより補強された建物の換算 I_d 値の計算方法について検討し、提案した。

これらの研究結果に基づいて、本資料では、第 編として「履歴型ダンパーを用いた制振補強建物の簡易性能評価法と計算事例」を、第 編として、「枠なし外付け履歴型ダンパー補強工法における接合部設計・施工法（案）」を掲載している。

Seismic Retrofit of Existing Buildings Using Hysteretic Dampers

~ Proposal of Seismic Performance Evaluation of Retrofitted Buildings Adapting the Energy Balance Method,
and Design and Execution Method for Dampers Connected from Outside of Buildings (Draft) ~

Summary

In order to promote seismic retrofit of existing buildings using hysteretic dampers, the experimental study on seismic reinforcement method of RC building structures by hysteretic dampers and analytical study on seismic reinforcement evaluation method of buildings were conducted. As for the experimental study, cyclic loading test of one-bay one-story RC frame specimens retrofitted by damper and test of damper to existing beam connections were carried out. From the result of these tests, connection design method for seismic retrofitted building by hysteretic dampers connected from outside of building was presented. As for the analytical study, seismic reinforcement evaluation adapting the energy balance method was investigated through the earthquake response analysis. New conversion I_s index for building retrofitted by dampers was also discussed, and presented.

Based on the results of these experimental and analytical studies, this Building Research Data consists of two volumes. The first volume is “Seismic performance evaluation method and calculation example of building retrofitted by hysteretic dampers”, and the second volume is “Design and execution method for damper to existing beam connections in the seismic reinforcement method by hysteretic dampers connected from outside of buildings (Draft)”.

**履歴型ダンパーを用いた既存建築物の耐震改修
～制振補強建物のエネルギー法による耐震性評価法の提案、及び
外付けダンパー接合部の設計・施工法（案）～**

目次

はじめに	1
第 編 履歴型ダンパーを用いた制振補強建物の簡易性能評価法と計算事例	
第 1 章 序	2
第 2 章 ダンパーを用いた制振補強建物のエネルギー法による耐震安全性の検証方法	
2.1 適用範囲	3
2.2 鋼材ダンパーで補強した建物のエネルギー法による計算方法	3
2.3 RC 造既存建物への適用にあたっての注意事項	7
第 3 章 履歴型ダンパーを用いた耐震改修建物の換算 I_s 値の計算方法	
3.1 はじめに	9
3.2 1 質点系の換算 I_s 値	9
3.3 多質点系の換算 I_s 値	15
3.4 地震応答解析による検証	18
第 4 章 S 造事務所建物の補強設計例と計算（計算例 1）	
4.1 建物概要	28
4.2 補強方針、設計目標	30
4.3 建物のモデル化	30
4.4 補強後の建物のエネルギー法による計算	32
4.5 地震応答解析による検討	38
4.6 換算 I_s 値の計算	41
第 5 章 RC 造学校校舎の補強設計例と計算（計算例 2）	
5.1 RC 造学校校舎の概要	44
5.2 既存建物の耐震診断	46
5.3 補強設計	47
5.4 補強後の建物のエネルギー法による計算	56
5.5 地震応答解析による検討	60
5.6 換算 I_s 値の計算	61
第 6 章 RC 造集合住宅の補強設計例と計算（計算例 3）	
6.1 建物概要	64
6.2 補強方針、設計目標	69
6.3 建物のモデル化	69
6.4 補強後の建物のエネルギー法による計算	70
6.5 地震応答解析による検討	75

6.6	換算 I_s 値の計算	76
6.7	ダンパー接合部の検討	80
第7章 S造体育館の補強設計例と計算(計算例4)		
7.1	建物概要	81
7.2	補強方針、ダンパー設置箇所	84
7.3	補強後の建物のエネルギー法による計算	85
7.4	地震応答解析による検討	88
7.5	換算 I_s 値の計算	89
第8章 まとめと課題		
		92

第 編 枠なし外付け履歴型ダンパー補強工法における接合部設計・施工法(案)

第1章 総則		
1.1	適用範囲	93
1.2	用語	94
1.3	基本方針	95
第2章 枠なし外付け履歴型ダンパー補強工法		
2.1	耐震補強工法の概要	96
2.2	構造詳細	97
2.3	接合部設計等の手順と補強工事	101
第3章 接合部等の設計・評価		
3.1	設計の原則	103
3.2	接合方法の種類	104
3.3	接合部および既存架構の構造部材の強度評価および余裕度	104
3.4	既存架構などの安全性評価	111
付録1 枠なし外付け履歴型ダンパー補強によるRC造架構の構造実験		
		112
謝辞		
		118

執筆者一覧

第 編 履歴型ダンパーを用いた制振補強建物の簡易性能評価法と計算事例

第1章 長谷川 隆（建築研究所）

第2章 長谷川 隆（前出）

第3章 小林 正人（明治大学）

第4章 長谷川 隆（前出） 西本 晃治（新日鉄エンジニアリング） 小林 正人（前出）

第5章 後閑 章吉（大林組） 小林 正人（前出）

第6章 荻野 雅士（日本設計） 小林 正人（前出）

第7章 小坂橋 裕一（日建設計） 小林 正人（前出）

第8章 北村 春幸（東京理科大学）

第 編 枠なし外付け履歴型ダンパー補強工法における接合部設計・施工法（案）

第1章 向井 智久（建築研究所）

第2章 向井 智久（前出） 石井 匠（JFE スチール） 後閑 章吉（前出） 西本 晃治（前出）

第3章 向井 智久（前出） 石井 匠（前出）

付録1 向井 智久（前出）

研究委員会委員名簿

「耐震化率向上を目指した普及型耐震改修技術の開発」鋼構造分科会（平成 18～20 年度）

主 査	北村 春幸	東京理科大学 教授
委 員	竹内 徹	東京工業大学 准教授
"	小林 正人	明治大学 講師
"	藤井 賢志	千葉工業大学 助教
"	荻野 雅士	(社)日本建築構造技術者協会(日本設計)
"	小坂橋 裕一	(社)日本建築構造技術者協会(日建設計)
"	後閑 章吉	(社)日本建築構造技術者協会(大林組)
"	島崎 大	(社)日本建築構造技術者協会(清水建設)
"	石井 匠	(社)日本鉄鋼連盟(JFEスチール)
"	前田 泰史	(社)日本鉄鋼連盟(新日鉄エンジニアリング)
幹 事	長谷川 隆	(独)建築研究所 主任研究員
"	森田 高市	(独)建築研究所 主任研究員
"	向井 智久	(独)建築研究所 主任研究員
"	岩田 善裕	(独)建築研究所 研究員
オブザーバー	佐藤 大樹	東京理科大学 助教
"	箕輪田 翔	東京工業大学
"	住岡 良紀	東京理科大学
"	小林 清一	東京理科大学

平成 21 年 3 月時点

「鋼材ダンパーによる耐震補強建物の設計事例等検討委員会」（平成 21～22 年度）

主 査	北村 春幸	東京理科大学 教授
委 員	小林 正人	明治大学 准教授
"	荻野 雅士	(社)日本建築構造技術者協会(日本設計)
"	小坂橋 裕一	(社)日本建築構造技術者協会(日建設計)
"	後閑 章吉	(社)日本建築構造技術者協会(大林組)
"	石井 匠	(社)日本鉄鋼連盟(JFEスチール)
"	西本 晃治	(社)日本鋼構造協会(新日鉄エンジニアリング)
"	前田 泰史	(社)日本鋼構造協会(新日鉄エンジニアリング)
幹 事	長谷川 隆	(独)建築研究所 主任研究員
"	森田 高市	(独)建築研究所 主任研究員
"	向井 智久	(独)建築研究所 主任研究員
"	岩田 善裕	(独)建築研究所 主任研究員
オブザーバー	和田 裕介	大林組
"	位田 拓磨	明治大学
"	五十棲 雄高	明治大学

平成 22 年 3 月時点

はじめに

独立行政法人建築研究所では、平成18年度～20年度の個別重点研究開発課題として「耐震化率向上を目指した普及型耐震改修技術の開発」を実施した。この研究課題の中で設けられた鋼構造分科会(主査：北村春幸 東京理科大学教授)において、これまで鉄筋コンクリート造や鉄骨造建物の耐震補強として一般的に用いられている強度型のブレース補強に比べ、より簡易な施工が可能と考えられるエネルギー吸収型の履歴型ダンパーを建物の外側から取り付ける補強工法に着目して、実験的な検討を行うとともに、その実験結果に基づいて、このような工法のダンパー接合部の設計・施工法の原案を作成した。また、ダンパーを用いて耐震改修される建物は、現状では、構造耐震指標 I_s の計算方法が定められていないため、個別に時刻歴解析によって耐震安全性を確認することが要求されることから、時刻歴解析の代わりとなる簡易な耐震性評価方法として、新築建物に用いられているエネルギー法の適用性等について、試設計建物を用いた解析的な検討を行った。さらに、これらの検討成果を踏まえて、平成21年度～22年度に、「鋼材ダンパーによる耐震補強建物の設計事例等検討委員会(主査：北村春幸 東京理科大学教授)」を設置して、補強設計事例を用いてエネルギー法の適用性の検証を行うとともに、ダンパーを用いて耐震改修される建物に適用される換算 I_s 値の計算方法の検討を行った。また、平成18年度～20年度の研究課題の成果であるダンパー接合部の設計・施工法の原案について、より使いやすいものにするための修正を行った。

この建築研究資料は、これらの研究成果をとりまとめたものであり、内容としては以下の2編で構成されている。第 編は「履歴型ダンパーを用いた制振補強建物の簡易性能評価法と計算事例」であり、旧基準で設計されている既存の鉄筋コンクリート造建物及び鉄骨造建物を履歴型ダンパーで補強する場合の耐震安全性の評価方法として、エネルギー法による耐震性評価法と換算 I_s 値の計算方法を提案し、試設計事例によってそれらの具体的な計算方法を示している。また、第 編は、「枠なし外付け履歴型ダンパー補強工法における接合部設計・施工法(案)」であり、既存の鉄筋コンクリート造建物を履歴型ダンパーで耐震改修する場合の補強方法の1つとして、枠なし外付け履歴型ダンパー補強工法についての、ダンパーと既存架構の接合部分の設計、施工方法を示したものである。このように、本書の第 編では、履歴型ダンパーの設置方法によらず、履歴型ダンパーが既存建物に適切に設置された状態での建物の耐震安全性を評価する方法を示しているのに対し、第 編では、既存の鉄筋コンクリート造建物を対象にして、施工面でのメリットが大きいと考えられるダンパーの設置方法として、建物の外側から履歴型ダンパーを取り付ける工法を提案し、ダンパーと既存部材の接合部分の安全な設計・施工方法について提示している。

なお、履歴型ダンパーによる制振補強建物の耐震安全性を確認する方法として、本書の第 編で提案するエネルギー法を用いる方法や換算 I_s 値の計算方法が、実務において適用可能かどうかは、耐震診断や耐震補強の評価を行っている各性能評価機関等の判断や審査を要するものであり、また、第 編の枠なし外付け履歴型ダンパー補強工法についても、同様の審査が必要であることに注意する必要がある。

第 編 履歴型ダンパーを用いた制振補強建物の簡易性能評価法と計算事例

第1章 序

履歴型ダンパー付きの新築の建物については、平成17年国土交通省告示第631号「エネルギーの釣合いに基づく耐震計算法」^{1.1)}（以下、エネルギー法と呼ぶ）によって、時刻歴解析すること無しに建設できる状況となっている。一方、1981年以前の旧基準で設計されている既存の鉄骨造、鉄筋コンクリート造建物の耐震補強として履歴型ダンパー等を用いる制振補強建物については、建築物の耐震改修の促進に関する法律に基づく告示で規定されている構造耐震指標 I_s （以下、 I_s 値と呼ぶ）による計算方法が無い¹⁾ため、個別に時刻歴解析を行なって耐震安全性が確認されている。このような制振補強建物をより普及促進させることを目的として、本編では時刻歴解析の代わりとなる簡易な耐震安全性確認方法として、新築建物で既に適用されている上記のエネルギー法をとり挙げ、その適用性を検討している。また、履歴型ダンパー等を用いた制振補強建物に適用する I_s 値（以下、換算 I_s 値と呼ぶ）の計算方法についても、新たに提案している。エネルギー法の適用性や具体的な計算手順及び換算 I_s 値の計算手順等については、4つの試設計建物を事例として検討、例示している。

第2章では、履歴型ダンパー等を用いた制振補強建物について、エネルギー法を使って安全性を検証する場合の適用範囲や具体的な計算手順の概要及びRC造建物への適用にあたっての注意事項について述べている。第3章では、履歴型ダンパー等を用いた制振補強建物の換算 I_s 値の計算方法の考え方や導出過程を示すとともに、提案した計算方法の妥当性について時刻歴解析によって検証した結果を示している。第4章～7章では、エネルギー法の制振補強建物への適用性について、旧基準で設計されている4つの試設計建物（S造事務所、RC造学校校舎、RC造集合住宅、S造体育館）について、履歴型ダンパーで補強を行い、その補強建物を用いた検討を行なっている。具体的には、エネルギー法によってこれらの試設計制振補強建物の耐震安全性について計算を行ない、計算された建物の各層の応答変形や損傷を、時刻歴解析の結果と比較することで適用性を検証している。また、これらの建物それぞれについて、第3章で提案した換算 I_s 値も計算を行なっている。第8章はまとめである。

参考文献

- 1.1) エネルギーの釣合いに基づく耐震計算法の技術基準解説及び計算例とその解説、日本建築センター、平成17年10月

第2章 ダンパーを用いた制振補強建物のエネルギー法による耐震安全性の検証

2.1 適用範囲

本編で提案する「履歴型ダンパー等を用いた制振補強建物の簡易性能評価法」を適用する建物は、1981年以前のいわゆる旧基準で建設されている鉄筋コンクリート造や鉄骨造の建物である。基本的には、新築建物の場合のエネルギー法の適用範囲と同様としており、高さ60m未満の鉄骨造または鉄筋コンクリート造建物等であれば、ラーメン構造、ブレース構造、壁式構造等の構造形式に関わらず適用可能である。また、鉄筋コンクリート造建物については、第2種構造要素が存在するような建物には適用できないが、せん断破壊すると考えられる部材が存在する建物であっても、極希地震時に建物または部材がせん断破壊しない変形にとどめるようにダンパー補強できるならば、エネルギー法による計算は可能である。

補強に用いられるダンパーについては、ダンパーに使用される材料の基準強度F値が規定されていて、ダンパーの弾性剛性や降伏耐力を明確に定めることができ、ダンパーとしての復元力特性が完全弾塑性型の安定した履歴となるものを使用する必要がある。摩擦型のダンパーについては、材料の基準強度F値は規定されていないが、導入張力を管理することによってダンパーとしての降伏耐力は安定し、降伏後の応力上昇が無く、完全弾塑性型の安定した履歴性状を有するので、エネルギー法の計算を行う上で必要となるダンパーの弾性剛性、降伏耐力及びエネルギー吸収量を明確に計算することができる。また、既存建物の制振補強部材として、これまでに使用されてきた実績もあることから、本編で提案する評価法の適用範囲に含めている。一方、粘性型のダンパーについては、ダンパーの減衰性能を現時点のエネルギー法^{2.1)}の計算方法によって、評価し、計算するのは困難と考えられるため、適用範囲外としている。

2.2 鋼材ダンパーで補強した建物のエネルギー法による計算方法

基本的な計算方法は、新築の建物の計算法と同様である。耐震改修においては、一般的に、第82条の5第三号で規定されている稀に発生する地震（以下、希地震と呼ぶ）に対する安全性評価を行っていないため、ここで既存建物の耐震補強の評価にエネルギー法の計算を用いる場合も、稀地震に対する検証は行わないものとする。一般的に、稀地震でダンパーに生じると考えられる損傷は、第82条の5第五号で規定される極めて稀に発生する地震（以下、極希地震と呼ぶ）の損傷に比べて小さく、ダンパー自体の保有塑性変形性能がかなり大きいことを考えれば、稀地震での損傷をカウントしないことは、ほとんど問題にならないと考えられる。したがって、ダンパーの損傷計算においては、稀地震でダンパーが塑性化する場合でもその損傷は計算しないものとしている。

以下に極稀地震に対するエネルギー法告示の計算の手順^{2.2)}の概略を示す。なお、計算に用いる入力地震動の大きさは、新築に適用する場合と基本的に同じである。

(1) 準備計算

1) 損傷限界時固有周期 T_d の計算：

令88条に規定される地震層せん断力係数の高さ方向分布 A_i （以下、 A_i 分布と呼ぶ）で増分解析を行ない、主架構が損傷限界に達した時（損傷限界時）の、その時点の各層の割線剛性による固有値解析結果を損傷限界時固有周期 T_d とする。ここで、損傷限界時とは、建築物の主架構のいずれかの部材が最初に短期許容応力度に達した時であり、通常は、最弱層のみで主架構のいずれかの部材が短期許容

応力度に達し、その他の層の主架構の各部材は短期許容応力度に達していない。図2.2.1に、損傷限界時の最弱層での割線剛性 (Q_{ti}/δ_{fi}) を模式図で示す。

また、下記に示すように、主架構及びダンパー部分の荷重-変形関係を、既に完全弾塑性型に置換している場合には、主架構が最も早期に完全弾塑性型での折れ曲がり点に達する時点での各層の割線剛性を用いて計算した周期を、損傷限界時固有周期 T_d とするのも、より簡易で安全な計算になる。

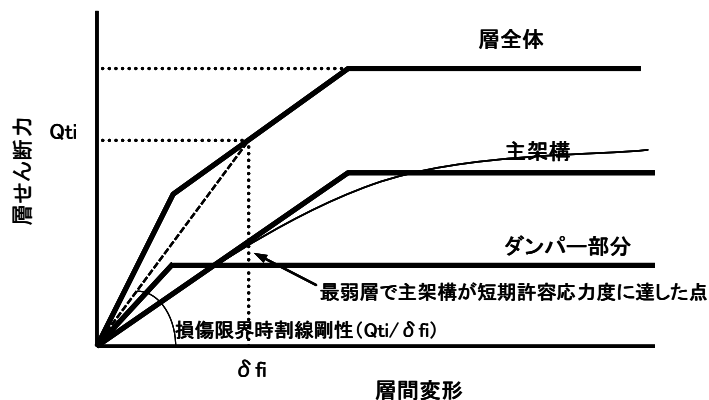


図2.2.1 損傷限界時の割線剛性

2) 主架構及びダンパー部分の復元力特性のモデル化：

エネルギー法の計算を行なう場合には、各層の主架構とダンパー部分それぞれの復元力特性を完全弾塑性型に置き換える必要が有る。Pushover 解析等によって主架構とダンパー部分の $Q-\delta$ 関係を、別々に求める方法もあるが、これらと、主架構にダンパーを組み込んだ全体架構から得られる主架構及びダンパー部分の $Q-\delta$ 関係は、必ずしも一致しない。そこで、以下では、主架構にダンパーを組み込んだ全体架構の Pushover 解析から得られる $Q-\delta$ 関係から、主架構とダンパー部分それぞれを完全弾塑性型に置き換える方法を示す(図 2.2.2 参照)。また、増分解析で塑性化しない層がある場合については、節点振り分け法等で、別途、当該層の耐力を求めることも必要となる。

全体架構の静的増分解析を行い、各層の層せん断力-層間変形 ($Q-\delta$) 関係を得る。

増分解析の各層のダンパー部分の軸応力から、各層で、ダンパー部分だけの $Q-\delta$ 関係を計算する。

各層について、層全体の $Q-\delta$ からダンパー部分の $Q-\delta$ を引いて、主架構の $Q-\delta$ とする。

各層の主架構の $Q-\delta$ について、当該建物の設計目標とする層間変形角 (例えば 1/100) で等価面積となる様、完全弾塑性型にモデル化する。

各層のダンパー部分の $Q-\delta$ について、当該建物の設計目標とする層間変形角 (例えば 1/100) で等価面積となる様、完全弾塑性型にモデル化する。

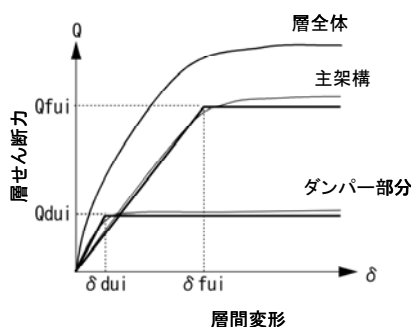


図 2.2.2 主架構及びダンパー部分の完全弾塑性型への置換

(2) 極めて稀に発生する地震に対する検証

1) 建築物に作用するエネルギー E_d の計算：

$$E_d = \frac{1}{2} M \cdot V_s^2 \quad (2.2.1)$$

V_s は、エネルギー法告示第六で示される極稀地震時の建築物に作用するエネルギーの速度換算値であり、表2.2.1により計算される値である。表2.2.1の V_s の計算においては、建物の周期として損傷限界時固有周期 T_d から極稀地震時有効周期 (T_d の1.2倍または1.4倍の値) までの周期範囲を考慮し、この周期範囲で V_s が最大となる点を極稀地震時の V_s とし、そのときの周期を T_s とする。 M は建物全質量(トン)である。

表2.2.1 極稀地震時の建築物に作用するエネルギーの速度換算値 V_s (m/sec.)

$T_s < 0.16$ の場合	$V_s = \frac{T_s}{2\pi} (3.2 + 30T_s) Z \cdot G_s$
0.16 $T_s < 0.64$	$V_s = \frac{T_s}{2\pi} 8Z \cdot G_s$
0.64 T_s	$V_s = \frac{1}{2\pi} 5.12Z \cdot G_s$

G_s は、告示第1457号第10第1項または第2項によって計算される値、
 Z は令第88条第1項に規定する Z の数値

なお、損傷限界時固有周期 T_d が、主架構が最も早期に完全弾塑性型での折れ曲がり点に達する時点の割線剛性によって計算されている場合で、かつ、エネルギー法での計算結果として、全層について主架構が降伏する手前で最大層間変形が抑えられている場合には、 V_s の値は、この損傷限界時固有周期 T_d によって安全側で計算できる(上記の周期の伸びを考慮する必要は無い)。

2) 建築物が損傷限界に達するまでに吸収できるエネルギー (W_e) の計算：

一般的に建築物が損傷限界に達する状態とは、いずれかの階で主架構の部材が初めて短期許容応力度に達した状態のことである。エネルギー法告示では、告示第6の第1口(1)の W_e の計算におけるただし書きを適用することによって、図2.2.3に示すように、損傷限界時の変形点から保有水平耐力の変形点(折れ曲がり点)までの弾性ひずみエネルギー量として吸収できる部分に関して、主架構のいずれかの層が最初に保有水平耐力に達するまでのエネルギーを W_e として計算することが可能としている(2.1).2.2)。耐震補強での適用においても、特段の問題がない限りは、このただし書き規定を使って、損傷限界に達するまでに吸収できるエネルギー (W_e) を計算すればよい。

$$W_e = \sum \{W_{fi} + (W_{dei} + W_{dpi})\} \quad (2.2.2)$$

$$W_{fi} = (1/2) \cdot Q_{fi} \cdot \delta_{fi} \quad (2.2.3)$$

$$W_{dei} = (1/2) \cdot Q_{dui} \cdot \delta_{dui} \quad (2.2.4)$$

$$W_{dpi} = 2(\delta_{fi} - \delta_{dui}) P_{dui} \cdot n_i \quad (2.2.5)$$

W_{fi} は i 階主架構の弾性歪みエネルギー、 W_{dei} は i 階ダンパーの弾性歪みエネルギー（ダンパー弾性の時は、その時の負担せん断力と層間変位）、 W_{dpi} は i 階ダンパーの塑性歪みエネルギー、 Q_{fi} は建築物が損傷限界に達する状態での i 階の主架構の耐力、 δ_{fi} は建築物が損傷限界に達する状態での i 階の変形、 Q_{dui} は i 階ダンパーの保有水平耐力、 n_i は塑性変形の等価な繰り返し回数で5。（図2.2.3(a)～(c)参照）

3) 建築物の塑性歪みによる吸収エネルギー E_s の計算：

$$E_s = \frac{1}{2} M \cdot V_s^2 - W_e \quad (2.2.6)$$

4) 塑性歪みエネルギーとして吸収される各階のエネルギー E_{si} の計算：

$$E_{si} = \frac{S_i (p_i \cdot P_{ii})^{-n}}{\sum_{j=i}^N S_j (p_j \cdot P_{ij})^{-n}} \cdot E_s \quad (2.2.7)$$

S_i は i 階のエネルギー吸収の比を表す基準値、 p_i は i 階の耐力分布の A_i 分布からのずれを表す数値、 P_{ii} は i 階の偏心による耐力の低減係数

5) 主架構とダンパーの必要累積塑性変形倍率 $\bar{\eta}_{fi}$ 、 $\bar{\eta}_{di}$ の計算：

$$\bar{\eta}_{fi} = \frac{1}{2} \cdot \frac{E_{sfi}}{Q_{fui} \cdot \delta_{fui}} \quad \bar{\eta}_{di} = \frac{1}{2} \cdot \frac{E_{sdi}}{Q_{dui} \cdot \delta_{dui}} \quad (2.2.8)$$

$$E_{sfi} = E_{si} \frac{Q_{fui}}{Q_{ui}} \quad (2.2.9)$$

$$E_{sdi} = E_{si} \frac{Q_{dui}}{Q_{ui}} + E_{sdpi} \quad (2.2.10)$$

Q_{fui} は i 階主架構の保有水平耐力、 δ_{fui} は i 階主架構の保有水平耐力時の変形点、 δ_{dui} は i 階ダンパーの保有水平耐力時の変形点、 Q_{ui} は i 階の保有水平耐力（ダンパー+主架構の耐力）、 E_{sdpi} は i 階のダンパー部分のみが塑性化している時のダンパー部分の塑性歪みエネルギーで、式（2.2.5）の n_i を20として計算した値。

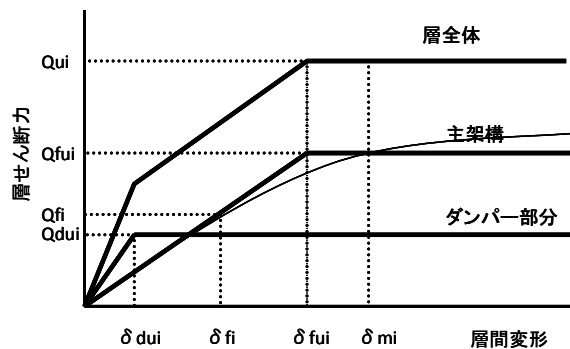


図2.2.3(a) 架構の復元力特性

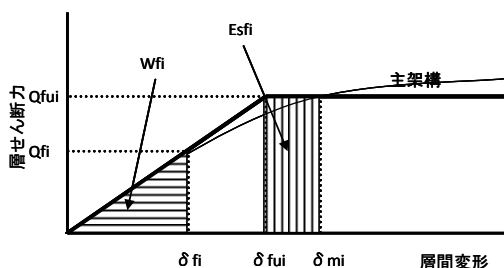


図2.2.3(b) 主架構のエネルギー

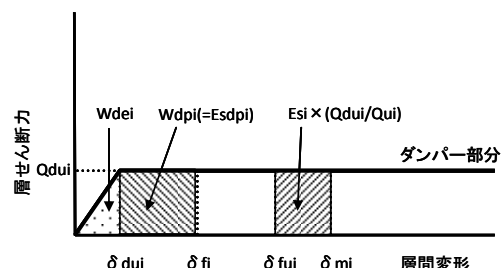


図2.2.3(c) ダンパーのエネルギー

6) 最大層間変形の計算：

各層の主架構の必要累積塑性変形倍率 $\bar{\eta}_{fi}$ から、式(2.2.11)によって、各層の最大層間変形(δ_{maxi})を算定する。主架構が塑性化していない場合(塑性歪みによる吸収エネルギー E_s が負になる場合)には、損傷限界に達するまでに吸収できるエネルギー(W_e)により、各層の最大層間変形が計算される。また、各層において、図2.2.3に示す δ_{fui} と δ_{fi} の間の弾性ひずみエネルギー量として吸収できる部分が大きい場合には、必ずしも精度良い応答変形が計算されていない可能性があるため、それを適切に計算する方法も提案されている^{2.2)}ので参照されたい。

$$\bar{\eta}_i = \frac{E_{Sfi}}{2Q_{fui} \cdot \delta_{fui}} = \bar{\eta}_{fi} \quad (2.2.11)$$

$$(\mu_i - 1) = \bar{\eta}_i / n \quad (2.2.12)$$

$$\delta_{maxi} = \mu_i \times \delta_{fui} \quad (2.2.13)$$

ここで、 $\bar{\eta}_i$ は*i*層の架構の必要累積塑性変形倍率、 E_{Sfi} は式(2.2.9)で計算される主架構の塑性歪みエネルギー、 n は地震応答としての、平均累積塑性変形倍率と塑性率 μ_i の関係を表す係数で、一般的に2が用いられている^{2.1)}。

7) 建物の耐震安全性の確認：

各層の主架構及びダンパー部分の保有累積塑性変形倍率を求めて、上記で計算された必要累積塑性変形倍率と比較し、全ての層で、主架構及びダンパー部分とも保有累積塑性変形倍率が大きいことを確認する。

鉄骨構造では、主架構を構成する各部材の幅厚比によって、各部材の保有累積塑性変形倍率が算定され、それに基づいて、層としての保有累積塑性変形倍率を計算することによって、主架構の各層の保有累積塑性変形倍率を算定することができる^{2.1), 2.2)}。また、ダンパー部分の保有累積塑性変形倍率は、上記で求めた各層の最大層間変形角から、ダンパー部分の塑性率を計算し、使用されているダンパーそれぞれの塑性率(μ)と累積塑性変形倍率(η)の関係から、保有値としての各層のダンパーの η を算定し、応答値として計算される値と比較する。その際に、ダンパー部分の塑性化部の長さを考慮して、保有値を修正することが重要である。

また、ダンパーの保有累積塑性変形倍率の計算として、ダンパーに生じる最大の歪みから、下式のような疲労曲線を用いて保有値を計算することも可能である。

$$\bar{\eta} = \frac{\Delta \varepsilon_p}{\varepsilon_y} \cdot N_f \quad (2.2.14)$$

ここで、 N_f ：破断繰返し回数(サイクル)、 ε_y ：降伏歪(%) $\sigma_y/E \times 100$ 、 $\Delta \varepsilon_p$ ：塑性歪 $\Delta \varepsilon_i - 2\varepsilon_y$ 、 $\Delta \varepsilon_i$ ：歪(%) (両振幅)

鉄筋コンクリート構造では、現状で建物の各部材の一般的な保有累積塑性変形倍率が提示されていない状況であることから、各層の応答値としての最大層間変形角が、当該層の最大層間変形の限界値を上回らないことを確認することによって耐震安全性を確認することとしている。その際に、上記の(2.2.12)式によって、各層の応答最大塑性率が計算されるが、その時の n の値は、概ね2で良いことが明らかにされている^{2.1)}。

2.3 RC造既存建物への適用にあたっての注意事項

(1) RC造主架構のモデル化について

図2.3.1に、RC造の層の荷重-変形関係から、エネルギー法の計算で必要となる完全弾塑性型へのモデル化の方法について、2通りのモデル化の方法を示す。図に示すように、一般的に、RC造の層の荷重-変形関係は、コンクリートのひび割れ耐力以後に剛性低下が有る。エネルギー法の計算のために、この荷重-変形関係を完全弾塑性に置き換える場合、損傷限界時の点と原点を結んで完全弾塑性とするモデル化の方法(図の主架構モデル1)は、実際の復元力特性に比べ、降伏までの剛性が大きすぎるため、時刻歴応答解析結果と比較した場合に、予測精度が悪くなる傾向がある。既存建物の場合には、既にひび割れまでの初期剛性がある程度減少していると考えることが可能であり、ひび割れ耐力を考慮せず、トリリニアに置換した第2折れ点と原点を結んで、完全弾塑性とするモデル化の方法(図の主架構モデル2)を採用する方が、むしろ、合理的と考えられ、このようなモデル化の方法を推奨する。なお、RC造主架構の静的増分解析から得られる層の荷重-変形関係をトリリニアに置換する方法としては、例えば、文献2.3)などが参考になる。

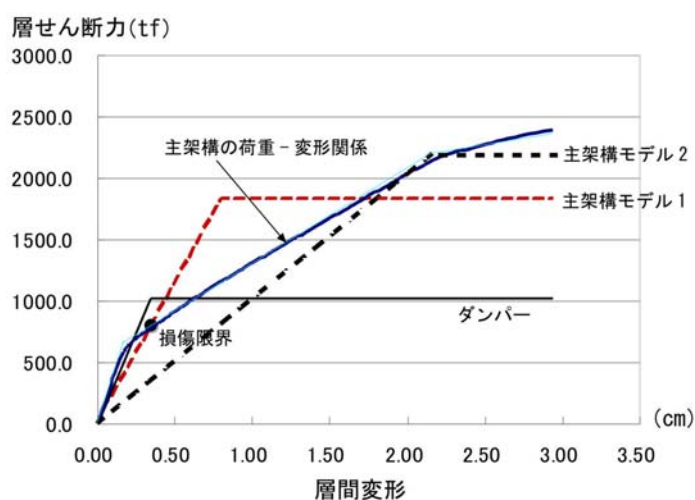


図2.3.1 RC造（主架構）の層の荷重-変形関係のモデル化の方法

(2) 耐震安全性の確認方法について

鉄筋コンクリート構造では、静的増分解析から得られる応答としての各部材の塑性率と当該部材の塑性率の限界値を比較することによって、建物の耐震安全性を確認する場合がある。ここでは、エネルギー法の計算結果として、各層の最大層間変形が算定されているため、静的増分解析によって、各層の変形が、ここで得られる各層毎の最大層間変形を超えるまで解析を行ない、超えた時点での各部材の塑性率を地震応答の結果得られる損傷として、これらと各部材の安全限界値としての塑性率を比較することで、各部材単位で安全性を確認することが可能と考えられる。

参考文献

- 2.1) エネルギーの釣合いに基づく耐震計算法の技術基準解説及び計算例とその解説、日本建築センター、平成17年10月
- 2.2) 鋼構造建築物へのエネルギー法活用マニュアル、技報堂出版、2008年9月
- 2.3) 鉄筋コンクリート造建築物の性能評価ガイドライン、建築研究振興協会編集、技報堂出版、pp.84、2000年8月

第3章 履歴型ダンパーを用いた耐震改修建物の換算 I_s 値の計算方法

3.1 はじめに

履歴型ダンパーを用いた耐震補強を普及・促進させるためには、構造耐震指標 I_s による耐震性能の表示が不可欠である。建物の耐震性能を I_s 値により表示出来れば、従来の耐震補強法との耐震性能の相互比較が容易になると考えられる。ここでは、エネルギー法告示を応用した換算 I_s 値算定式の提案とその運用方法について示す。また、地震応答解析により提案手法の妥当性を検証した結果も併せて示す。なお、換算 I_s 値の算定にあたっては、次の事項を前提としている。

- (1) 静的漸増解析などにより主架構およびダンパーの層せん断力 - 層間変形関係が得られており、それらが完全弾塑性型に置換されていること。
- (2) 第2章で示したエネルギー法による計算で耐震安全性が検証されていること。

3.2 1 質点系の換算 I_s 値

3.2.1 構造耐震指標 I_s

「耐震改修促進法のための既存鉄骨造建築物の耐震診断および耐震改修指針・同解説(1996)」^{3.1)} 及び「既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説」^{3.2)} から、耐震診断の判定に用いられる構造耐震指標 I_s (以後、従来法 I_s 値とする) は、(3.2.1)式および(3.2.2)式により算定される。靱性指標 F については、鉄筋コンクリート造では曲げ柱で構成された建物を想定すれば、(3.2.3)式および(3.2.4)式で算定され、鉄骨造の場合には(3.2.3)式および(3.2.5)式により算定される。また、鉄筋コンクリート造建物の場合は建物の調査結果をもとに別途、経年指標 T を算出し、 I_s 値に乘じる必要がある。ここでは、剛性率及び偏心率によって定まる係数 F_{esi} 、地域係数 Z 、振動特性係数 R_t を 1 とした(3.2.6)式で耐震性を検討する。

$$I_{s,i} = E_{0i} / (F_{esi} \cdot Z \cdot R_t) \quad (3.2.1)$$

$$E_{0i} = Q_{ui} \cdot F_i / (W_i \cdot A_i) \quad (3.2.2)$$

$$F_i = \phi \sqrt{2\mu_i - 1} \quad (3.2.3)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{RC 造} : \phi = 1 / \{0.75(1 + 0.05\mu_i)\} \\ \text{S 造} : \phi = 1 \end{array} \right. \quad (3.2.4)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{RC 造} : \phi = 1 / \{0.75(1 + 0.05\mu_i)\} \\ \text{S 造} : \phi = 1 \end{array} \right. \quad (3.2.5)$$

$$I_{s,i} = q_{yi} \cdot F_i \quad (q_{yi} = Q_{ui} / (W_i \cdot A_i)) \quad (3.2.6)$$

ここで、 E_{0i} : i 層の耐震性能を表す指標、 F_{esi} : 剛性率及び偏心率によって定まる係数、 Z : 地域係数、 R_t : 振動特性係数、 Q_{ui} : i 層の保有水平耐力、 F_i : Q_{ui} を限界づける要素(部材・接合部等)の靱性指標から架構の層・方向別に決まる靱性指標、 q_{yi} : 各階の架構の保有水平層せん断力係数の A_i 分布に対する倍率、 W_i : i 層の支持する重量、 A_i : 保有水平層せん断力係数の高さ方向の分布、 μ_i : 許容変位に対する降伏変位の比

3.2.2 1 質点系の換算 I_s 値

補強建物の保有吸収エネルギーを陽な形で表現した換算 I_s 値の定式化を行う。

エネルギー一定則の概念から、構造耐震指標 I_s は(3.2.7)式のように強度指標 C と靱性指標 F の積で表される。

$$I_s = C \cdot F \quad (3.2.7)$$

I_s 値とは、許容される最大変形までに層が吸収できるエネルギー(図3.2.1(a))を等価な弾性エネルギー(図3.2.1(b))に置換した際の弾性せん断力係数 C_e であり、S造における $\mu=1$ を F 値の基準として(3.2.8)式のように表す。さらに、加速度応答スペクトル S_a (C_e に相当する)を重力加速度 g で除した(3.2.9)式で表すことができる^{3.3)}。

$$I_s = C_e \cdot 1 \quad (3.2.8)$$

$$I_s = C_e \cdot 1 = S_a / g \quad (3.2.9)$$

加速度応答スペクトル S_a を(3.2.10)式のように擬似速度応答スペクトル V_D によって表す。また、擬似速度応答スペクトル V_D は損傷に寄与するエネルギー Spektral として(3.2.11)式のように表す。

$$S_a = \frac{2\pi}{T} V_D \quad (3.2.10)$$

$$V_D = \sqrt{\frac{2E_D}{M}} \quad (3.2.11)$$

(3.2.10)式および(3.2.11)式から、(3.2.9)式は次式となる。

$$I_s = \frac{2\sqrt{2}\pi}{T \cdot g \sqrt{M}} \sqrt{E_D} \quad (3.2.12)$$

ここで、 E_D : 保有吸収エネルギー、 T : 固有周期、 M : 全質量とする。以後、従来法 I_s 値と区別するために換算 I_s 値を I_s^{CON} とする。

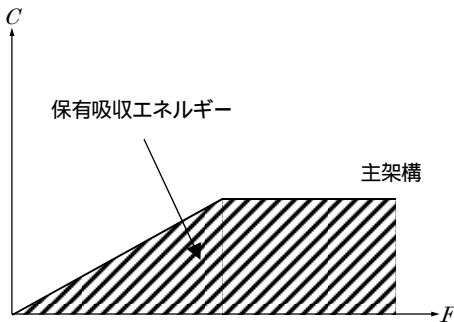


図 3.2.1(a) 主架構の保有吸収エネルギー

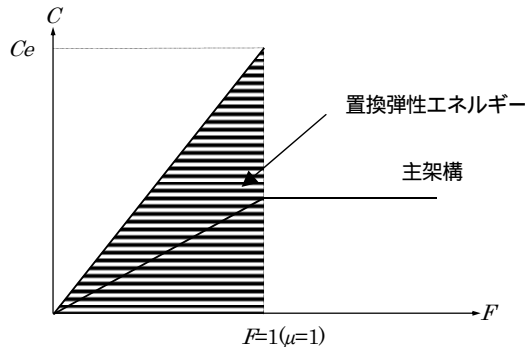


図 3.2.1(b) 置換弾性エネルギー

3.2.3 ダンパー補強

ダンパー補強による効果および影響は以下の点に考慮する。

(1) 損傷限界時の固有周期 T_d

(3.2.12)式中の固有周期 T には損傷限界時固有周期 T_d を用いる。 T_d はダンパー補強による架構の耐力上昇を考慮するため、図 3.2.2(a) に示すように Bi-linear 置換した主架構とダンパーの復元力特性を重ね合わせた Tri-linear 型復元力の原点と第 2 折点を結んだ割線剛性 k_s を用いて算定する。

(2) 架構全体の保有吸収エネルギー E_D

架構全体の保有吸収エネルギー E_D は主架構の保有吸収エネルギー $_f E_D$ にダンパー部分の保有吸収エネルギー $_d E_D$ を足し合わせた(3.2.13)式で算定する^{3.4)}。主架構の保有吸収エネルギー $_f E_D$ は(3.2.14)式を、ダンパー部分の保有吸収エネルギー $_d E_D$ は(3.2.15)式を用いて計算する。各保有吸収エネルギーは(3.2.16) ~ (3.2.20)式および図3.2.2(b)(c)による。ただし、(3.2.13)式の右辺に乘じた係数 $_f a_E$ および $_d a_E$ については、次節で述べる。

$$E_D = {}_f a_E \cdot {}_f E_D + {}_d a_E \cdot {}_d E_D \quad (3.2.13)$$

$${}_f E_D = W_f + E_{sf} \quad (3.2.14)$$

$${}_d E_D = W_{de} + W_{dp} + E_{sd} \quad (3.2.15)$$

$$W_f = {}_f Q_y \cdot {}_f \delta_y / 2 \quad (3.2.16)$$

$$W_{de} = {}_d Q_y \cdot {}_d \delta_y / 2 \quad (3.2.17)$$

$$W_{dp} = 2({}_f \delta_y - {}_d \delta_y) {}_d Q_y \cdot n_d' \quad (3.2.18)$$

$$E_{sf} = 2(\delta_{max} - {}_f \delta_y) {}_f Q_y \cdot n_f \quad (3.2.19)$$

$$E_{sd} = 2(\delta_{max} - {}_f \delta_y) {}_d Q_y \cdot n_d \quad (3.2.20)$$

ここに、 ${}_f Q_y$ ：主架構の保有水平耐力、 ${}_d Q_y$ ：ダンパーの保有水平耐力、 ${}_f \delta_y$ ：主架構の降伏変位、 ${}_d \delta_y$ ：ダンパーの降伏変位、 δ_{max} ：主架構の終局変位、 n_f ：主架構が塑性範囲内での主架構の塑性変形の累積の程度を表す数値(=2)、 n_d' ：主架構が弾性範囲内でのダンパーの塑性変形の累積の程度を表す数値(=5)、 n_d ：主架構が塑性範囲内でのダンパーの塑性変形の累積の程度を表す数値(=2)、 ${}_f a_E$ ： I_s 値換算のための主架構の保有吸収エネルギー ${}_f E_D$ の調整係数、 ${}_d a_E$ ： I_s 値換算のためのダンパーの保有吸収エネルギー ${}_d E_D$ の調整係数とする。

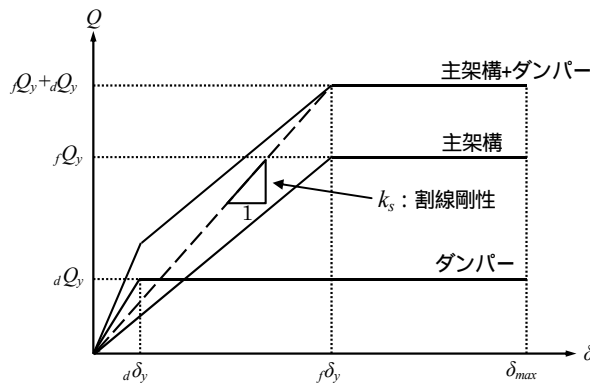


図3.2.2(a) 割線剛性 k_s

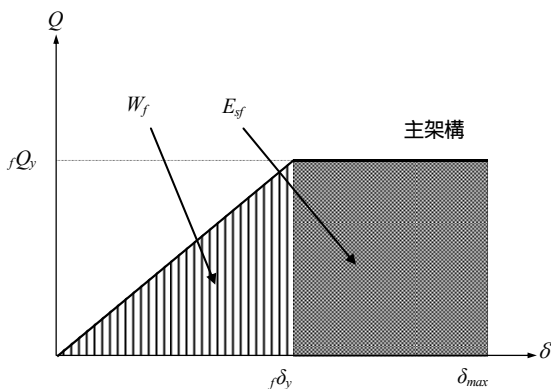


図3.2.2(b) 主架構のエネルギー

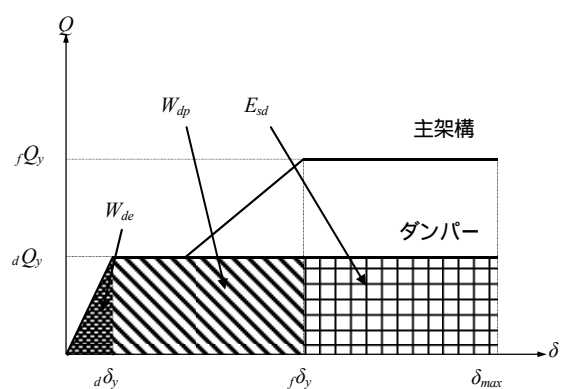


図3.2.2(c) ダンパーのエネルギー

3.2.4 I_s 値換算のための保有吸収エネルギーの調整係数

換算 I_s 値と従来法 I_s 値との整合性を確保するための係数として、 I_s 値換算のための主架構の保有吸収エネルギー ${}_f E_D$ の調整係数 ${}_f a_E$ と I_s 値換算のためのダンパーの保有吸収エネルギー ${}_d E_D$ の調整係数 ${}_d a_E$ を導入し、これらの値を次の条件から導出する。

・ダンパーによる補強が施されていない状態において、従来法 I_s 値と(3.2.23)式が同じ値となる。
 ・同一地震入力レベルにおいて、靱性指標 F の等しい強度補強建物(図 3.2.3(a))とダンパー補強建物(図 3.2.3(b))の応答変形が等しいときその I_s 値は等しい。

$$I_s^{CON} = \frac{2\sqrt{2}\pi}{T \cdot g \cdot \sqrt{M}} \sqrt{E_D} \quad (3.2.21)$$

$$E_D = {}_f a_E \cdot {}_f E_D + {}_d a_E \cdot {}_d E_D \quad (3.2.22)$$

(3.2.21)式に(3.2.22)式を代入し、固有周期を損傷限界時固有周期 T_d とすれば(3.2.23)式を得る。

$$I_s^{CON} = \frac{2\sqrt{2}\pi}{T_d \cdot g \cdot \sqrt{M}} \sqrt{{}_f a_E \cdot {}_f E_D + {}_d a_E \cdot {}_d E_D} \quad (3.2.23)$$

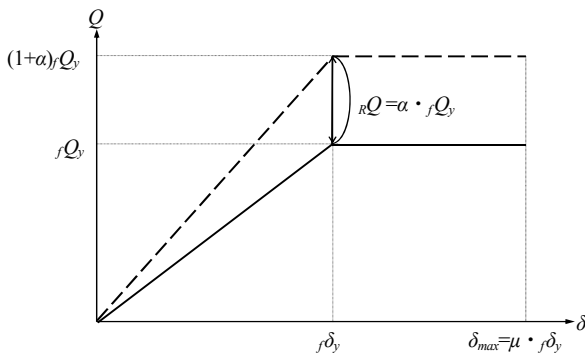


図3.2.3(a) 強度補強建物

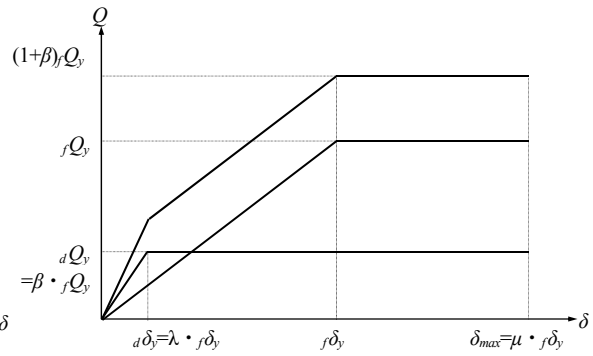


図3.2.3(b) ダンパー補強建物

1) I_s 値換算のための主架構の保有吸収エネルギー ${}_f E_D$ の調整係数 ${}_f a_E$

条件 から ${}_f a_E$ を導く。従来法 I_s 値とダンパーによる補強が施されていない状態(${}_d E_D=0$)の換算 I_s 値を等値として誘導する。

架構の耐力 ${}_f Q_y$ を(3.2.24)式、保有吸収エネルギーは主架構のみとなり(3.2.25)式で表す。

$${}_f Q_y = q_y \cdot Mg \quad (3.2.24)$$

$${}_f E_D = \frac{1}{2} {}_f Q_y {}_f \delta_y \{1 + 4(\mu - 1) \cdot n_f\} \quad (3.2.25)$$

損傷限界時の固有周期 T_d を(3.2.26)式で表す。

$$T_d = 2\pi \sqrt{\frac{{}_f \delta_y}{q_y g}} \quad (3.2.26)$$

(3.2.25)および(3.2.26)式を(3.2.23)式に代入し、 ${}_d E_D=0$ として整理すると(3.2.27)式を得る。

$$I_s^{CON} = q_y \cdot \sqrt{{}_f a_E \{1 + 4(\mu - 1) \cdot n_f\}} \quad (3.2.27)$$

一方、従来法 I_s 値は(3.2.28)式となるので、

$$I_s = q_y \cdot \phi \sqrt{2\mu - 1} \quad (3.2.28)$$

(3.2.27)式と(3.2.28)式は等値であるとして、 ${}_f a_E$ について解くと(3.2.29)式を得る。主架構の塑性変形の累積の程度を表す数値 n_f は、Normal bi-linear型の復元力特性を持つラーメン架構を基準とする。よって、 $n_f=2$ として ${}_f a_E$ を定める。

$${}_f a_E = \frac{(2\mu-1) \cdot \phi^2}{1+4(\mu-1) \cdot n_f} = \frac{2\mu-1}{8\mu-7} \phi^2 \quad (3.2.29)$$

2) I_s 値換算のためのダンパーの保有吸収エネルギー ${}_d E_D$ の調整係数 ${}_d a_E$

条件 から ${}_d a_E$ を導く。強度補強建物(図3.2.3(a))において、最大応答変形 δ_{max} を生じさせるエネルギー入力 ${}_A E_D$ (もしくは、エネルギー吸収量)は、エネルギーの釣り合いに基づいて(3.2.30)式で算定される。

$${}_A E_D = \frac{1}{2} ({}_f Q_y + {}_R Q) \cdot \delta_y + 2 ({}_f Q_y + {}_R Q) (\delta_{max} - \delta_y) \cdot n_f = \frac{1}{2} {}_f Q_y \cdot \delta_y (1 + \alpha) \{1 + 4(\mu-1) \cdot n_f\} \quad (3.2.30)$$

このときの損傷限界時固有周期を降伏変形時の割線剛性より算出すると(3.2.31)式となり、安全限界時固有周期をその ${}_A T_s$ 倍とすれば(3.2.32)式となる。

$${}_A T_d = 2\pi \sqrt{\frac{M \cdot \delta_y}{(1+\alpha) \cdot {}_f Q_y}} \quad (3.2.31) \quad {}_A T_s = a_T \cdot {}_A T_d \quad (3.2.32)$$

同様に、ダンパー補強建物(図3.2.3(b))の場合には、最大応答変形 δ_{max} を生じさせるエネルギー入力 ${}_B E_D$ は(3.2.33)式、損傷限界時固有周期を降伏変形時の割線剛性より算出すると(3.2.34)式となり、安全限界時固有周期をその ${}_B T_s$ 倍とすれば(3.2.35)式となる。

$$\begin{aligned} {}_B E_D &= \frac{1}{2} {}_f Q_y \cdot \delta_y + 2 {}_f Q_y (\delta_{max} - \delta_y) \cdot n_f + \frac{1}{2} {}_d Q_y \cdot \delta_y + 2 {}_d Q_y ({}_f \delta_y - {}_d \delta_y) \cdot n_d + 2 {}_d Q_y (\delta_{max} - \delta_y) \cdot n_d \\ &= \frac{1}{2} {}_f Q_y \cdot \delta_y \cdot \{1 + 4(\mu-1) \cdot n_f\} + \{\lambda + 4(1-\lambda) \cdot n_d + 4(\mu-1) \cdot n_d\} \beta \end{aligned} \quad (3.2.33)$$

$${}_B T_d = 2\pi \sqrt{\frac{M \cdot \delta_y}{(1+\beta) \cdot {}_f Q_y}} \quad (3.2.34) \quad {}_B T_s = a_T \cdot {}_B T_d \quad (3.2.35)$$

短周期建物を想定してエネルギースペクトルが固有周期に比例すると仮定すれば、これらのエネルギー入力と安全限界時固有周期の関係が、同一入力レベル(エネルギースペクトル)で生じるとすれば、図3.2.4に示す関係から次式が得られる。

$$\sqrt{\frac{2 {}_B E_D}{M}} = \frac{{}_B T_s}{{}_A T_s} \sqrt{\frac{2 {}_A E_D}{M}} \quad (3.2.36)$$

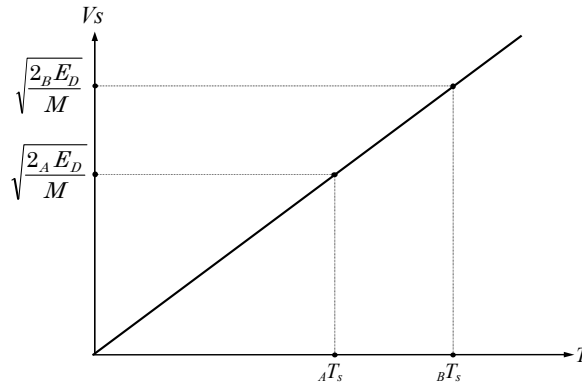


図3.2.4 エネルギー入力(エネルギースペクトル)と安全限界時固有周期の関係

ここで、強度補強建物とダンパー補強建物の a_T は等しいと仮定すると(3.2.37)式となる。

$${}_B E_D = \left(\frac{{}_B T_s}{{}_A T_s} \right)^2 \cdot {}_A E_D = \frac{1+\alpha}{1+\beta} \cdot {}_A E_D \quad (3.2.37)$$

(3.2.37)式に(3.2.30)式および(3.2.33)式の各入力エネルギーを代入し整理すると次式を得る。この関係式は、同入力レベルで、最大変形が等しくなる補強量の関係($\alpha - \beta$ 関係)を示している。

$$(1+\alpha)^2 = \left\{ 1 + \frac{\lambda + 4(1-\lambda) \cdot n_d' + 4(\mu-1) \cdot n_d}{1 + 4(\mu-1) \cdot n_f} \beta \right\} \cdot (1+\beta) \quad (3.2.38)$$

一方、強度補強建物(図3.2.3(a))とダンパー補強建物(図3.2.3(b))の I_s 値が等しくなる条件は、従来法で表現した(3.2.39)式と換算式(3.2.23)式を(3.2.29)式を考慮して変形した(3.2.40)式を等値とすれば、(3.2.41)式として導出される。

$$I_s = \frac{(1+\alpha)_f Q_y}{Mg} \cdot \phi \sqrt{2\mu-1} \quad (3.2.39)$$

$$\begin{aligned} I_s^{CON} &= \frac{2\sqrt{2}\pi}{{}_B T_d \cdot g\sqrt{M}} \sqrt{{}_f a_E \cdot {}_f E_D + {}_d a_E \cdot {}_d E_D} \\ &= \sqrt{2(1+\beta) \cdot \left[\frac{(2\mu-1) \cdot \phi^2}{2} + {}_d a_E \cdot \left\{ \frac{\lambda}{2} + 2(1-\lambda) \cdot n_d' + 2(\mu-1) \cdot n_d \right\} \cdot \beta \right]} \frac{{}_f Q_y}{Mg} \quad (3.2.40) \end{aligned}$$

$${}_d a_E = \frac{(2\mu-1) \cdot \phi^2}{\left\{ \lambda + 4(1-\lambda) \cdot n_d' + 4(\mu-1) \cdot n_d \right\} \cdot \beta} \cdot \left\{ \frac{(1+\alpha)^2}{1+\beta} - 1 \right\} \quad (3.2.41)$$

(3.2.41)式に、(3.2.38)式を導入すると条件 を満たす(3.2.42)式が得られる。結局、 ${}_d a_E$ は ${}_f a_E$ と同じとなる。

$${}_d a_E = \frac{(2\mu-1) \cdot \phi^2}{1 + 4(\mu-1) \cdot n_f} = \frac{2\mu-1}{8\mu-7} \phi^2 \quad (3.2.42)$$

ただし、後述の地震応答解析による検討から、 ${}_d a_E$ は 0.5 を上回る場合は 0.5 とする制限を設ける(図3.2.5)。

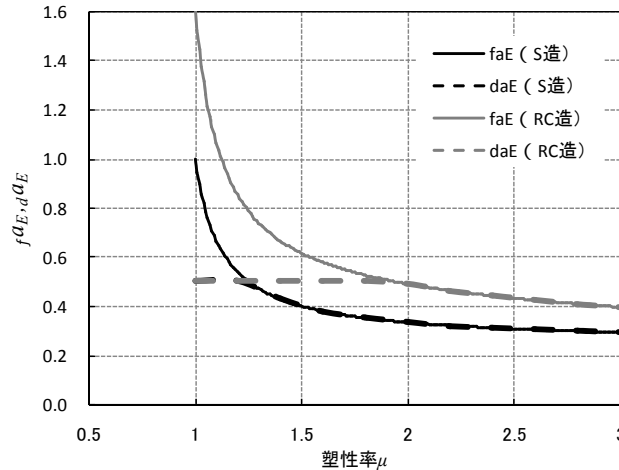


図 3.2.5 調整係数 ${}_f a_E$ 、 ${}_d a_E$

3.3 多質点系の換算 I_s 値

3.3.1 多質点系の換算 I_s 値算定式

多質点系の場合の換算 I_s 値算定式は、(3.2.21)式の架構全体の保有吸収エネルギー E_D を各層の保有吸収エネルギー $E_{D,i}$ とした(3.3.1)式とする。なお、 I_s 値換算のための保有吸収エネルギー E_D の調整係数 f_{aE} および ${}_d a_E$ は各層に存在するため、 f_{aE_i} および ${}_d a_{E_i}$ とする。

$$I_{s,i}^{CON} = \frac{2\sqrt{2}\pi}{T_d \cdot g\sqrt{M}} \sqrt{E_{D,i}} \quad (3.3.1)$$

ここで、各層の保有吸収エネルギー $E_{D,i}$ を秋山の損傷分布則^{3.5)}で除す((3.3.2)式)ことで、各層に要求されるエネルギー分布で基準化して各層の耐震性を表現する。これより、損傷集中の程度を I_s 値に考慮することが可能となる(図3.3.1参照)。

$$I_{s,i}^{CON} = \frac{2\sqrt{2}\pi}{T_d \cdot g\sqrt{M}} \sqrt{E_{D,i} / \frac{s_i(p_i \cdot p_{ii})^{-n}}{\sum_{j=1}^N s_j(p_j \cdot p_{ij})^{-n}}} \quad (3.3.2)$$

ここで、 s_i : 各階の必要エネルギー吸収量の比を表す基準、 p_i : 各階の保有水平層せん断力係数の A_i 分布とのずれの程度を表す数値、 p_{ii} : 各階の偏心率 R_e による保有水平層せん断力係数の低減係数

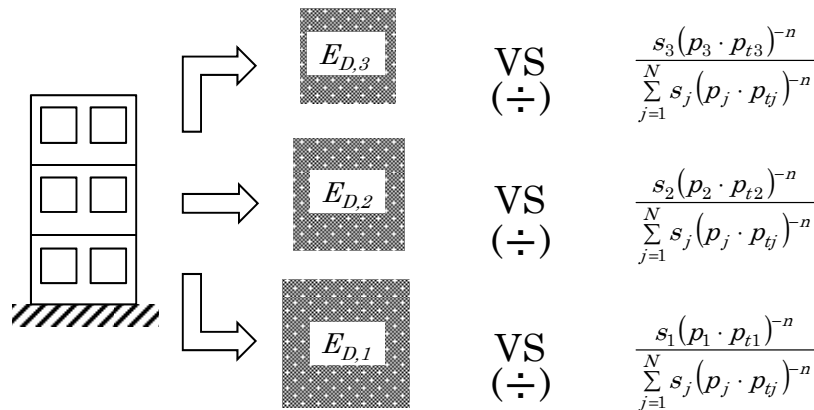


図 3.3.1 多質点系への拡張概念図

3.3.2 多質点系の補正係数 γ_i の導入

1質点系の換算 I_s 値算定式を多質点系に拡張する際に生じる差を補正する係数 γ_i を導入する。多質点系の補正係数 γ_i は、 f_{aE} 、 ${}_d a_E$ と同様に従来法 I_s 値と換算 I_s 値を等値として導出する。ただし、ここでは主架構のみの場合で検討し、ダンパー補強の場合もこれを準用する。

$$I_{s,i}^{CON} = \frac{2\sqrt{2}\pi}{\gamma_i \cdot T_d \cdot g\sqrt{M}} \sqrt{E_{D,i} / \frac{s_i(p_i \cdot p_{ii})^{-n}}{\sum_{j=1}^N s_j(p_j \cdot p_{ij})^{-n}}} \quad (3.3.3)$$

$$I_{s,i} = \frac{q_{yi} \cdot F_i}{F_{esi}} \quad (3.3.4)$$

上記の(3.3.3)、(3.3.4)式を以下の諸量を用いて表す。

q_{yi} : 各階の架構の保有水平層せん断力係数の A_i 分布に対する倍率、 R_{yi} : 各階の架構の降伏変形角、 h_i : 階高、 μ_i : 各階の架構の塑性率、 A_i : 保有水平層せん断力係数の高さ方向の分布、 n_f : 塑性変形の累積の程度を表す数値、 f_{aE} : I_s 値換算のための主架構の保有吸収エネルギー ${}_f E_D$ の調整係数、 ${}_d a_E$: I_s

値換算のためのダンパーの保有吸収エネルギー $_dE_D$ の調整係数、 s_i ：各階の必要エネルギー吸収量の比を表す基準、 p_i ：各階の保有水平層せん断力係数の A_i 分布とのずれの程度を表す数値、 p_{ii} ：各階の偏心率 R_e による保有水平層せん断力係数の低減係数、 N ：質点数

架構の耐力 $_fQ_y$ を(3.3.5)式、保有吸収エネルギーは(3.3.6)式で表す。

$$_fQ_{yi} = q_{yi} \cdot \sum_{j=1}^N m_j g \cdot A_i \quad (3.3.5)$$

$$E_{D,i} = \frac{1}{2} _fQ_{yi} \cdot \delta_{yi} \{1 + 4n_f(\mu_i - 1)\} \quad (3.3.6)$$

続いて、建物の1層の剛性を k_1 とすれば、多層骨組の一次固有周期は、(3.3.7)式で表すことができる。ここで H_i ：1質点系の剛性と多質点系の等価剛性を関係付ける係数とする^{3.5)}。

$$T_d = 2\pi \sqrt{H_i \frac{M}{k_1}} \quad (3.3.7)$$

また、(3.3.4)式は(3.3.8)式のように書き換える。

$$I_{s,i} = \frac{q_{yi} \cdot \phi \sqrt{2\mu_i - 1}}{F_{esi}} \quad (3.3.8)$$

(3.3.1)～(3.3.8)式を用いて、 γ_i について解くと(3.3.9)式を得る。ここでは、多質点系のため F_{esi} を考慮する。

$$\gamma_i = \sqrt{\frac{s_i \cdot \sum_{j=1}^N s_j (p_j \cdot p_{jj})^{-n}}{H_i \cdot s_i (p_i \cdot p_{ii})^{-n}} \cdot F_{esi}} \quad (3.3.9)$$

H_i と $\sum s_j$ には近似式として次式が存在する^{3.5)}。

$$\sum_{j=1}^N s_j = 0.36 + 0.64N \quad (3.3.10)$$

$$H_i = 0.48 + 0.52N \quad (3.3.11)$$

偏心がなく、理想的な耐力分布(A_i 分布)を有する建物においては、 $p_i = p_{ii} = F_{si} = F_{ei} = 1$ となり、(3.3.10)、(3.3.11)式から γ_i は(3.3.12)式のような形となる。

$$\gamma_i = \sqrt{\frac{\sum_{j=1}^N s_j}{H_i}} = \sqrt{\frac{0.36 + 0.64N}{0.48 + 0.52N}} \quad (3.3.12)$$

(3.3.12)式から、建物が1質点系($N=1$)ならば $\gamma_i=1$ 、多質点系(N が十分大きい)ならば近似的に $\gamma_i=1.1$ となる。しかし、耐力分布が A_i 分布に沿わず特定層に損傷集中の生じる建物においては、(3.3.9)式により γ_i の値は変動する。そこでピロティ建物など損傷集中の著しい建物における γ_i を考える。図3.3.2は、降伏変形角が各階で等しい建物において、特定層の耐力を変動させたときの弱層の γ_i の変動を示している。

用いたモデルは、主架構のみのモデルで、S造、降伏変形角： $_fR_y=1/150$ [rad]、靱性指標： $F_f=1.3$ (塑性率換算で $\mu_f=1.345$)、各階質量： $m_i=1000$ [t]、階高： $h_f=400$ [cm]、質点数： $N=3, 5, 10$ 、 $I_s=0.9$ である。3、5、10質点の最下層、最上層、中間層の耐力を変動させ、弱層としていくモデルである。各層間での耐力差の隔たりを表すため、各階の保有水平層せん断力係数の A_i 分布とのずれの程度を表す数値 p_i により、横軸に当該階の p_i と全階の p_i の平均との比 $p_i/ave(p_i)$ を用いている。

$p_i/ave(p_i)=1$ のときは、耐力分布が A_i 分布に沿う建物となり、 $p_i/ave(p_i)$ が小さくなるほど当該階の耐力が他階に比べて低くなっていることを示している。図 3.3.2 より、いずれのモデルにおいても、 γ_i は一様な傾向が見られる。 $\gamma_i > 1.1$ となるのは、 γ_i 導入以前の換算 I_s 値では、従来法に比べ I_s 値を過大評価することを示している。そこで、 $p_i/ave(p_i)$ を用いて(3.3.13)式の形で γ_i を一律に与える。各層間で相対的に入力エネルギーが少ない層には $\gamma_i=1.1$ を、損傷集中の著しい層には、その程度に応じて補正を行う。なお、偏心がある場合の γ_i の検証は、今後の課題である。

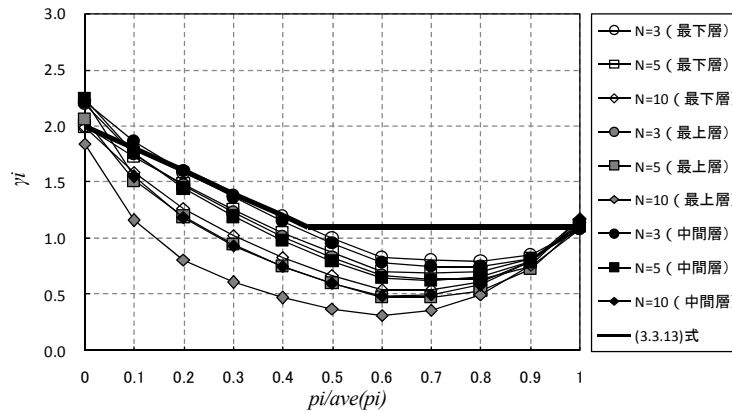


図 3.3.2 γ_i と $p_i/ave(p_i)$ の関係

$$\gamma_i = \begin{cases} 1.1 & \left(\frac{p_i}{ave(p_i)} > 0.45 \right) \\ 2 - 2 \cdot \frac{p_i}{ave(p_i)} & \left(\frac{p_i}{ave(p_i)} \leq 0.45 \right) \end{cases} \quad (3.3.13)$$

3.3.2 換算 I_s 値のまとめ

換算 I_s 値算定式を示す。損傷集中を考慮した(3.3.14)式で換算 I_s 値を算定する場合、損傷が集中する層の I_s 値は適切に評価されるが、相対的に入力エネルギーが集中しない層の I_s 値は過大に算定されることになる。そこで、損傷集中を考慮しない(3.3.15)式を $I_{s,i}^{CON}$ と損傷集中を考慮する(3.3.14)式を $I_{s,i}^{CON}$ として定義し、それぞれ算定された各層の I_s 値の小さい方を、その層の換算 I_s 値とする。

$$I_{s,i}^{CON} = \frac{2\sqrt{2}\pi}{\gamma_i \cdot T_d \cdot g\sqrt{M}} \sqrt{E_{D,i} / \frac{s_i (p_i \cdot p_{ti})^n}{\sum_{j=1}^N s_j (p_j \cdot p_{tj})^n}} \quad (3.3.14)$$

$$I_{s,i}^{CON} = \frac{2\sqrt{2}\pi}{\gamma_i \cdot T_d \cdot g\sqrt{M}} \sqrt{E_{D,i} / \frac{s_i}{\sum_{j=1}^N s_j}} \quad (3.3.15)$$

$$I_{s,i}^{CON} = \min(I_{s,i}^{CON}, I_{s,i}^{CON}) \quad (3.3.16)$$

ここで、 T_d : 損傷限界時固有周期、 M : 総質量、 $E_{D,i}$: 各階の保有吸収エネルギー、 γ_i : 多質点系の補正係数、 s_i : 各階の必要エネルギー吸収量の比を表す基準、 p_i : 各階の保有水平層せん断力係数の A_i 分布とのずれの程度を表す数値、 p_{ti} : 各階の偏心率 R_e による保有水平層せん断力係数の低減係数、 n : 損傷集中指数

3.4 地震応答解析による検証

(3.3.14)～(3.3.16)式の換算 I_s 値算定式の妥当性を地震応答解析により検証する。

ダンパーで制振補強し換算 I_s 値により評価された建物モデル(ダンパー補強モデル)が、従来法で同等の I_s レベルを持つ建物モデル(強度型モデル)と同様の耐震性能を有するかを検証する。このとき、ダンパー補強モデルと強度型モデルはそれぞれ換算 I_s 値と従来法により同一の I_s レベル(0.7、0.9、1.1)と評価されたものを比較する。

3.4.1 検証用モデル

(1) モデルの設定

比較に用いるモデルを示す。検証用モデルの構造形式は、S 造および RC 造、混構造(下層 RC 造、上層 S 造とし、以後 RC+S 造と称する)の 3 パターンとする。S 造および RC 造は 5 層の建物、RC+S 造は 2 層の体育館を想定する。S 造と RC 造のモデルは、以下の 2 つの耐力分布を有するケースを設定する。

・ A_i 分布ケース

耐力分布が A_i 分布に沿っており、損傷集中の生じない建物のモデル。ダンパー補強モデルは、全層にダンパーを補強する。全層において主架構の耐力は、従来法で $I_s=0.45$ 相当に設定する。ダンパーの耐力を適宜調整し、全層とも $I_s^{CON}=0.7、0.9、1.1$ となる 3 つのモデルを設定する。同様に強度型モデルは、全層 $I_s=0.7、0.9、1.1$ となる 3 つのモデルを設定し、比較に用いる。

・ ピロティケース

ピロティ架構の建物を想定、最下層(1 層)のみ耐力を低く設定し、損傷集中の生じる建物モデルとする。ダンパー補強モデルは、最下層のみにダンパー補強を行う。最下層の主架構の耐力は、 A_i 分布ケースと同様に従来法で $I_s=0.45$ 相当(剛性率及び偏心率によって定まる係数 F_{esi} は 1 としたとき)の耐力を有するように設定し、最下層以外の耐力は従来法で $I_s=2.1$ 相当となるように設定する。ダンパーの耐力を適宜調整し、1 層の $I_s^{CON}=0.7、0.9、1.1$ となるよう設定する。強度型モデルは、従来法 I_s 値で最下層以外 2.1、1 層 0.7、0.9、1.1 となる 3 つのモデルを設定し、比較に用いる。

RC+S 造に関しては以下のケースのみについて検証を行う。

・ 体育館ケース(RC+S 造のみ)

1 層 RC 造、2 層 S 造の混構造の体育館を想定したケースで、2 層のみダンパー補強を行う。損傷集中が生じるピロティケースと同様に S 造部分の耐力は従来法で $I_s=0.45$ 相当(F_{esi} は 1 としたとき)の耐力を有すものとし、RC 造部分においては従来法で $I_s=2.7$ 相当となるように設定する。ダンパーの耐力を適宜調整し、2 層の $I_s^{CON}=0.7、0.9、1.1$ となるよう設定する。強度型モデルは、従来法 I_s 値で 1 層 2.7、1 層 0.7、0.9、1.1 となる 3 つのモデルを設定し、比較に用いる。

表 3.4.1 に検証を行うモデルの一覧を、表 3.4.2～3 に各モデル設定の詳細を示す。また、表 3.4.4 に例として S 造のダンパー補強モデルのピロティケースにおける 1 層の $I_s^{CON}=0.9$ のモデルの換算 I_s 値の計算過程を示す。

表 3.4.1 モデル一覧

ケース	A _i 分布	ピロティ	体育館
S造	○	○	—
RC造	○	○	—
RC+S造	—	—	○(2質点)

表 3.4.2 S造、RC造モデルの諸量

構造形式	S造			RC造		
	ケース	ピロティ		ケース	ピロティ	
層	1~5層	1層	2~5層	1~5層	1層	2~5層
復元力特性	完全弾塑性型	完全弾塑性型	Slip型	武田モデル	武田モデル	原点指向型
各層質量 m _i [t]	1000	1000	1000	1000	1000	1000
階高 h _i [cm]	400	400	400	400	400	400
靱性指標F _i	1.30	1.30	1.00	1.27	1.27	1.00
塑性率μ _i	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00
降伏変形角 _r R _{yi} [rad]	1/150	1/150	1/250	1/150	1/150	1/250
降伏変位 _r δ _{yi} [cm]	2.67	2.67	1.60	2.67	2.67	1.60
許容変位 _r δ _{maxi} [cm]	3.59	3.59	1.60	2.67	2.67	1.60
ひび割れせん断力係数 _r q _c	—	—	—	0.3q _y	0.3q _y	0.3q _y
_r k _i / _r k _{yi}	—	—	—	4	4	4
剛性低下指数	—	—	—	0.4	0.4	0.4
塑性変形の累積の程度を表す係数n _r	2	2	1	2	2	1
二次剛性	初期剛性の1/100					
減衰仮定	瞬間剛性比例型5%					

※許容変位=降伏変位×塑性率により算出するとした

※_rq_y:降伏せん断力係数のA_i分布に対する倍率, _rk_i:主架構の初期剛性, _rk_{yi}:降伏点割線剛性

表 3.4.3 RC+S造モデルの諸量

構造形式	RC+S造	
	体育館	
ケース	RC造部分(1層)	S造部分(2層)
層		
復元力特性	武田モデル	Slip型
各層質量 m _i [t]	100	40
階高 h _i [cm]	400	300
靱性指標F _i	1.50	1.30
塑性率μ _i	1.21	1.35
降伏変形角 _r R _{yi} [rad]	1/150	1/500
降伏変位 _r δ _{yi} [cm]	2.67	0.60
許容変位 _r δ _{maxi} [cm]	3.23	0.81
ひび割れせん断力係数 _r q _c	0.3q _y	—
_r k _i / _r k _{yi}	4	—
剛性低下指数	0.4	—
塑性変形の累積の程度を表す数値n _r	2	1
二次剛性	初期剛性の1/100	
減衰仮定	瞬間剛性比例型5%	

表 3.4.4 ダンパー補強モデル (ピロティケース) の I_s レベル 0.9 換算 I_s 値計算過程

階	h_i [cm]	m_i [t]	A_i	F_i	μ_i	$r_{aE,i}$	$d_{aE,i}$	$r_{\delta_{yi}}$ [cm]	$d_{\delta_{yi}}$ [cm]	$\delta_{max,i}$ [cm]	$r_{Q_{yi}}$	$d_{Q_{yi}}$	$r_{Q_{yi}}$ [kN]	$d_{Q_{yi}}$ [kN]
5	400	1000	1.70	1.00	1.00	1.00	1.00	1.60	—	1.60	2.10	—	34916	—
4	400	1000	1.40	1.00	1.00	1.00	1.00	1.60	—	1.60	2.10	—	57804	—
3	400	1000	1.24	1.00	1.00	1.00	1.00	1.60	—	1.60	2.10	—	76363	—
2	400	1000	1.11	1.00	1.00	1.00	1.00	1.60	—	1.60	2.10	—	91324	—
1	400	1000	1.00	1.30	1.35	0.45	0.45	2.67	0.53	3.59	0.35	0.28	16973	13603

階	W_{fi} [kN·cm]	E_{sfi} [kN·cm]	W_{dei} [kN·cm]	W_{dpi} [kN·cm]	E_{sdi} [kN·cm]	$r_{E_{D,i}}$ [kN·cm]	$d_{E_{D,i}}$ [kN·cm]	pi
5	27933	0.00	—	—	—	27933	—	3.37
4	46243	0.00	—	—	—	46243	—	3.37
3	61091	0.00	—	—	—	61091	—	3.37
2	73059	0.00	—	—	—	73059	—	3.37
1	22631	62461	3628	290208	50061	38246	154570	1.00

有効固有周期	T_d [s]	0.48
初期剛性周期	T [s]	0.35
塑性変形の 累積の程度を 表す数値	n_r	2
	n_d'	5
	n_d	2
損傷集中指数	n	8

階	$S_i/\Sigma S_i$	損傷 分布則	Φ	γ	$I_{s,s,i}^{CON}$	$I_{c,s,i}^{CON}$	$I_{s,i}^{CON}$
5	0.04	0.00	1.0	1.10	2.00	214	2.00
4	0.07	0.00	1.0	1.10	2.00	214	2.00
3	0.09	0.00	1.0	1.10	2.00	214	2.00
2	0.11	0.00	1.0	1.10	2.00	214	2.00
1	0.69	1.00	1.0	1.31	1.09	0.90	0.90

n_r : 主架構の塑性変形の累積の程度を表す係数
 n_d' : 主架構が弾性範囲内でのダンパーの塑性変形の累積の程度を表す係数
 n_d : 主架構が塑性範囲内でのダンパー塑性変形の累積の程度を表す係数

なお RC 造モデルの各層の保有吸収エネルギー $E_{D,i}$ 算出時においてのみ、図 3.4.1 のような Tri-linear 型の復元力特性の原点と降伏点を結んだ降伏点割線剛性 $f_k y$ の Bi-linear 型に置換し、図に示した領域で W_{fi} を算出する。図に示した領域で W_{fi} を算出することによりひび割れ分のエネルギー吸収を考慮しないため安全側の評価となる。損傷限界周期 T_d は、 $f_k y$ より算出している。

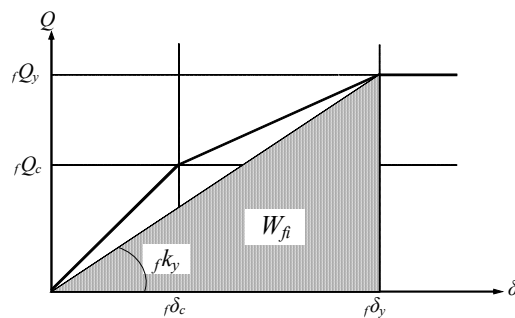


図 3.4.1 RC 造における W_{fi} 算出方法

応答解析は、7 波の模擬波(乱數位相)を用いる。模擬波は、建築基準法で定められた極めて稀に発生する地震動に第 2 種地盤上の地盤増幅係数 G_s (簡略法)を乗じたものを目標スペクトルとし、地震波形の外形を定める包絡関数は Jennings 型を仮定した。

(2) 比較方法

ダンパー補強モデルと強度型モデルの比較方法の手順を以下に示す。

- 1) $I_s=0.6$ の強度型モデルを比較対象のモデル($I_s=0.7, 0.9, 1.1$)とは別に、モデルごと(S, RC 造、RC+S 造、 A_i 分布ケース、ピロティケース、体育館ケース)に設定する。
- 2) 各 $I_s=0.6$ の強度型モデルに対して、許容変位と応答変位が等しくなる入力倍率を模擬波 7 波ごとに定める。
- 3) 模擬波ごとに定まった入力倍率で、 I_s レベル 0.7、0.9、1.1 のダンパー補強モデルと強度型モデルで応答解析を行い、得られた最大層間変位を比較する。

3.4.2 解析結果

1) 最大層間変位の高さ方向分布

各モデルへの模擬波 7 波の入力による最大層間変位応答の平均の高さ方向分布を示す。

なお、図中の点線は各層の架構の降伏変位を、実線は各層の架構の許容変位を示している。RC 造モデルは塑性率 $\mu=1$ のため、降伏変位と許容変位が等しくなる。

・ S 造モデル：

図 3.4.2 に A_i 分布ケース、図 3.4.3 にピロティケースの各 I_s レベルにおけるダンパー補強モデルと強度型モデルの最大層間変位を示す。 A_i 分布ケースでは、ダンパー補強モデルと強度型モデルの応答は、概ね同様の傾向を示した。どの I_s レベルにおいても、ダンパー補強モデルの応答が低く収まった。高さ方向の層間変位の分布は、1 層で最大となり、上層ほど低く収まる傾向が全体に見られる。 I_s レベルが上がるごとに両補強モデルとも応答は収まるが、やや差は大きくなる傾向がある。ピロティケースにおいても A_i 分布ケースと同様な応答関係の傾向が見られる。ただし、 A_i 分布ケースよりもやや両モデルの応答差が少ない。

・ RC 造モデル：

図 3.4.4 に A_i 分布ケース、図 3.4.5 にピロティケースの各 I_s レベルにおけるダンパー補強モデルと強度型モデルの最大層間変位を示す。 A_i 分布ケース、ピロティケースとも、ダンパー補強モデルの応答が、大きくなった。 I_s レベル 0.7 のダンパー補強モデルにおいては、許容変位を大きく超えているものも見られる。

・ RC+S 造モデル：

図 3.4.6 に体育館ケースの各 I_s レベルにおけるダンパー補強モデルと強度型モデルの最大層間変位の平均を示す。どの比較においても、ダンパー補強モデルの応答が低くなった。 I_s レベルごとの応答にあまり差はなく、ほとんどのモデルで弾性範囲内に収まっている。

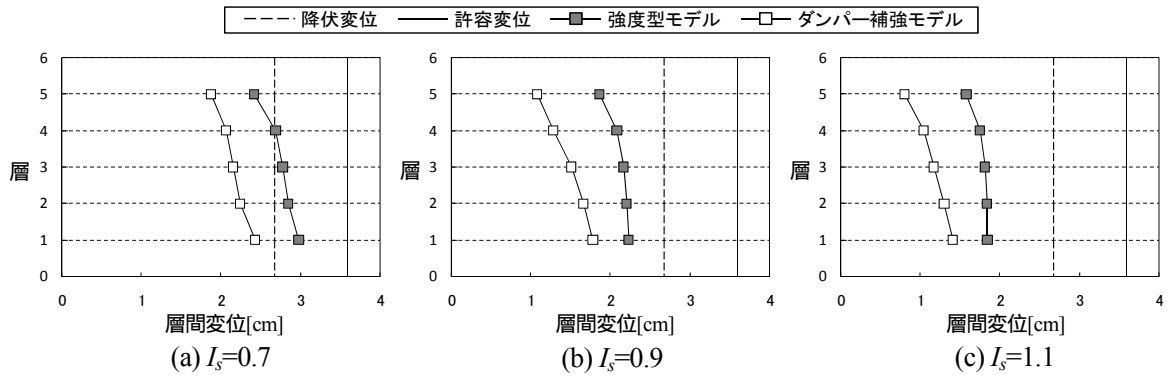


図 3.4.2 S造 A_i 分布ケース

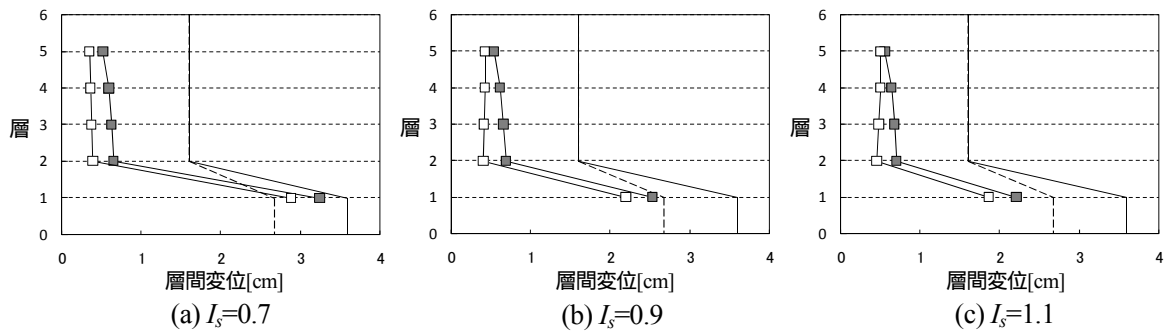


図 3.4.3 S造ピロティ分布ケース

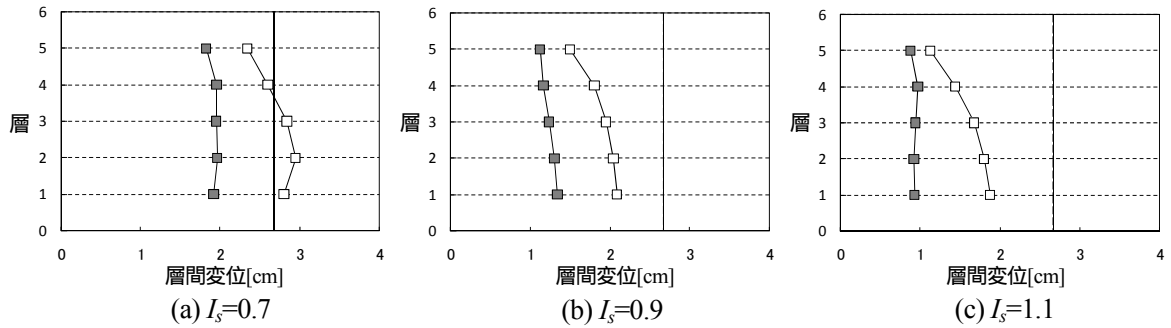


図 3.4.4 RC造 A_i 分布ケース

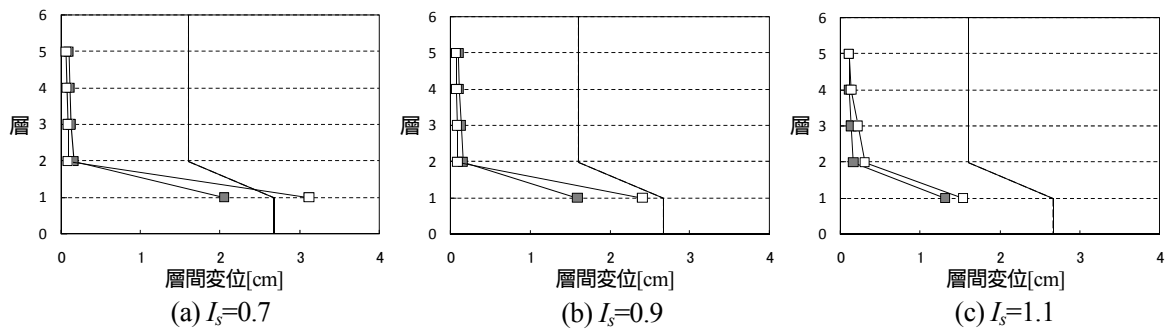


図 3.4.5 RC造ピロティ分布ケース

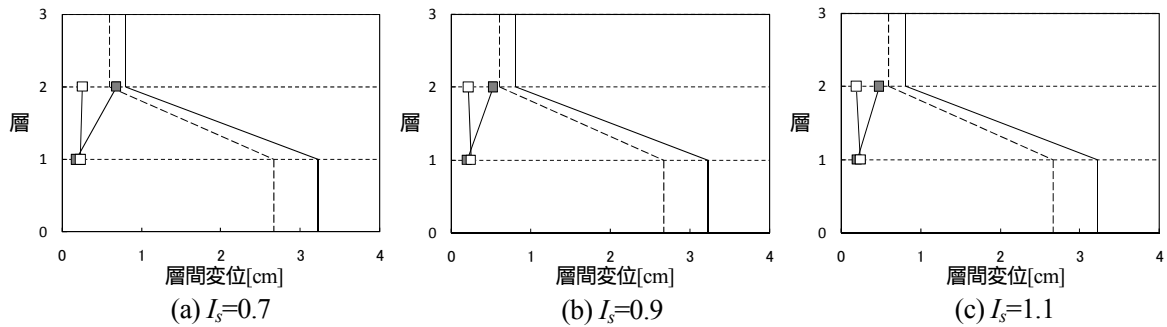


図 3.4.6 RC+S 造体育館ケース

2) 最大層間変位と I_s レベルの関係

各モデルで最大応答が生じた層の最大層間変位と I_s レベルの関係を示す。

・S 造モデル

図 3.4.7(a)に A_i 分布ケース、図 3.4.7(b)にピロティケースの最大応答が生じた層の最大層間変位と I_s レベルの関係を示す。両ケースで、どの I_s レベルにおいても最大応答の差はほぼ同様となり、一定の応答差が見られる。層間変位の高さ方向分布による比較の通り、ややピロティモデルの応答値の差が小さい。

・RC 造モデル

図 3.4.7(c)に A_i 分布ケース、図 3.4.7(d)にピロティケースの最大応答が生じた層の最大層間変位と I_s レベルの関係を示す。1)最大層間変位の高さ方向分布における比較で示した通り、ダンパー補強モデルの応答が強度型モデルのそれと比較すると大きくなり、ピロティケースの I_s レベル 1.1 の比較を除きどの I_s レベルにおいても同様である。 A_i 分布ケースにおいて I_s レベルと応答の関係は、どの I_s レベルにおいても同様の傾向が見られる。

・RC+S 造モデル

図 3.4.7(e)に体育館ケースの最大応答が生じた層の最大層間変位と I_s レベルの関係を示す。ダンパー補強モデルの応答は、 I_s レベルに関係なくほぼ横ばいである。強度型モデルでは、 I_s レベルが上がるのに伴い、応答も減少している。

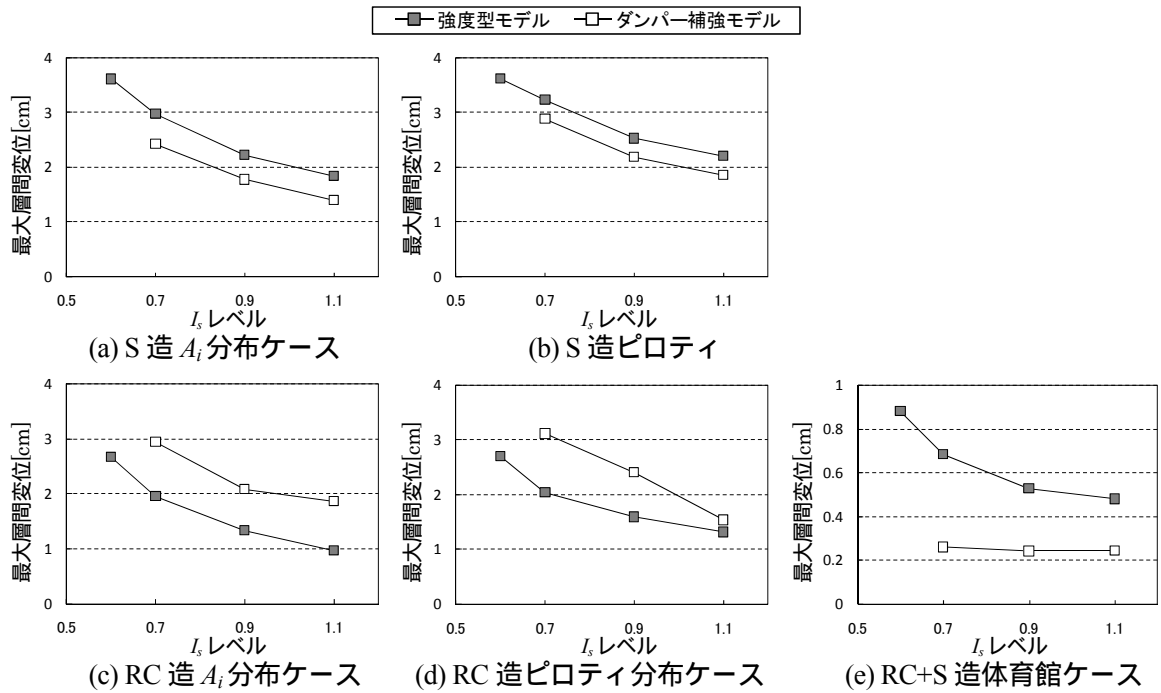


図 3.4.7 最大層間変位と I_s レベルの関係

3.4.3 ${}_d a_E$ の検証

(1) ${}_d a_E$ の妥当性について

3.4.2 節の解析結果から、S 造モデルにおける応答差が概ね良好であるのに対して、許容変位が降伏変位と等しい RC 造モデルにおいて、ダンパー補強モデルと強度型モデルの応答差が大きくなった。これらの応答関係の違いは構造形式によるものではなく、むしろ、許容変位の違いによるものであると考えられる。図 3.4.8 は、許容変形による最大層間変位への影響を示したものである。モデルの設定方法と比較方法は 3.4.1、3.4.2 節と同様に行い、用いたモデルは S 造の A_i 分布ケースである。 I_s レベルは 0.9 とした。黒の凡例は(3.2.42)式により ${}_d a_{E,i}=1.0$ として求めたものである。

黒の凡例は強度型モデルの応答に比べ、最大応答は大きくなる。このことより、許容変形が降伏点となるモデルでは、構造形式によらず換算 I_s 値は従来法より危険側の評価となることがわかる。

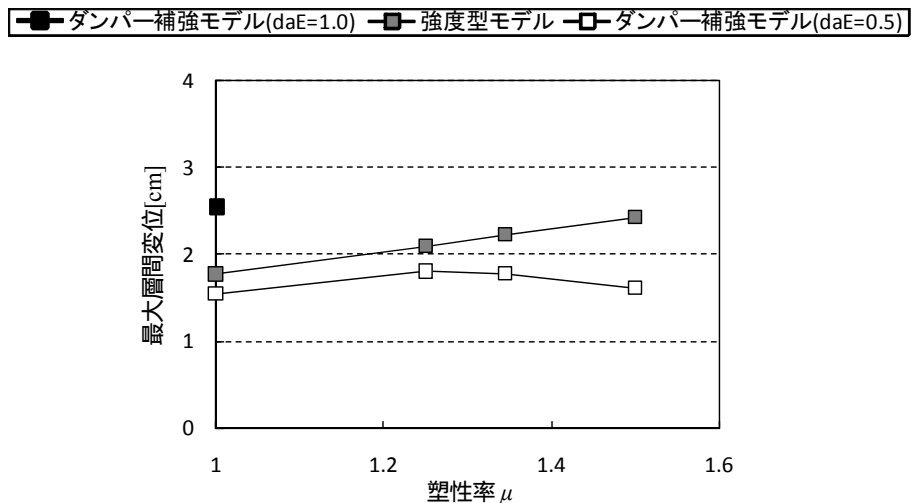


図 3.4.8 許容と最大層間変位の関係

ここで3.2.4節2)で述べたように、 ${}_d a_{Ei} \leq 0.5$ として制限し評価するように再度モデル設定を行う。同様な解析を行った結果を、図3.4.8に結果を示す。ダンパー補強モデルの応答は、強度型モデルを下回り、塑性率と最大層間変位の関係から見ても、良好な結果を得た。

(2) RC造モデルの再解析

RC造モデルの A_i 分布、ピロティケースを ${}_d a_{Ei} \leq 0.5$ として、再び解析を行う。モデルの設定方法と比較方法は3.4.1、3.4.2節と同様である。図3.4.9に A_i 分布ケース、図3.4.10にピロティケースの最大層間変位の高さ方向分布を、図3.4.11(a)に A_i 分布ケース、図3.4.11(b)にピロティケースの最大層間変位と I_s レベルの関係を示す。

A_i 分布ケースでは、 I_s レベル0.7、0.9において、強度型モデルに比べダンパー補強モデルの応答は小さくなり安全側になると言える。 I_s レベル1.1においては、ダンパー補強モデルの応答が下層で強度型モデルの応答を上回るが、その差は小さく良好に対応していると言える。

ピロティケースについては、 I_s レベル0.7、0.9において、強度型モデルに比べダンパー補強モデルの応答は小さくなり安全側になると言える。 I_s レベル1.1においては、ダンパー補強モデルの応答が上層で強度型モデルの応答を上回るが、その差は小さく良好に対応していると言える。

A_i 分布とピロティケースで、3.4.2節で示した解析結果から、 ${}_d a_{Ei} \leq 0.5$ とすることで応答値の関数に改善が見られた。

3.4.2節で示したのは、 I_s 値換算のための保有吸収エネルギー $E_{D,i}$ の調整係数を(3.2.39)式により主架構とダンパーで同一に算出することにより得た解析結果であった。それらと図3.4.9、3.4.10で示す結果を比較すると、ダンパーに関して3.2.4節2)で言及した通り、上限値として ${}_d a_{Ei} \leq 0.5$ とした制限を設けるのが妥当と考えられるため、 ${}_f a_{Ei}, {}_d a_{Ei}$ を次式で定義する。

$${}_f a_{Ei} = \frac{2\mu_i - 1}{8\mu_i - 7} \phi^2 \tag{3.4.1}$$

$${}_d a_{Ei} = \begin{cases} {}_f a_{Ei} & ({}_f a_{Ei} \leq 0.5) \\ 0.5 & ({}_f a_{Ei} > 0.5) \end{cases} \tag{3.4.2}$$

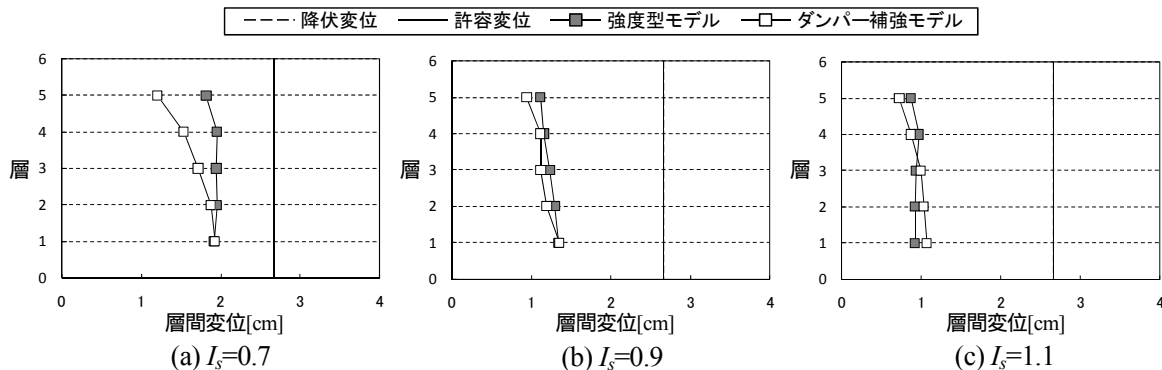


図3.4.9 RC造 A_i 分布ケース

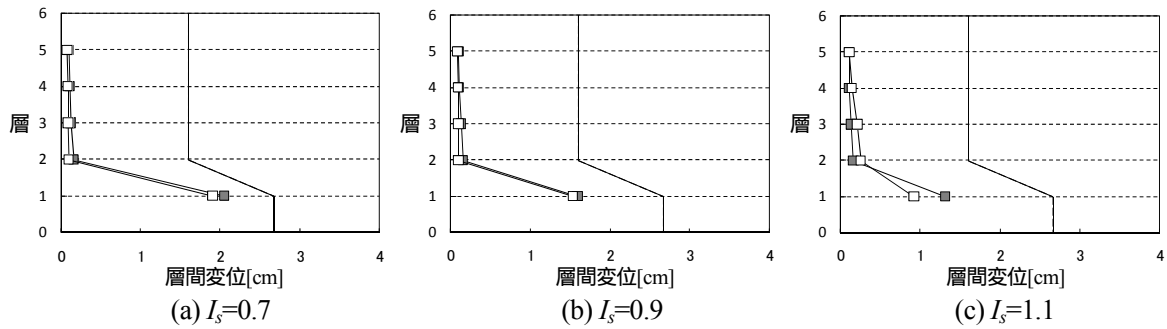


図 3.4.10 RC造ピロティ分布ケース

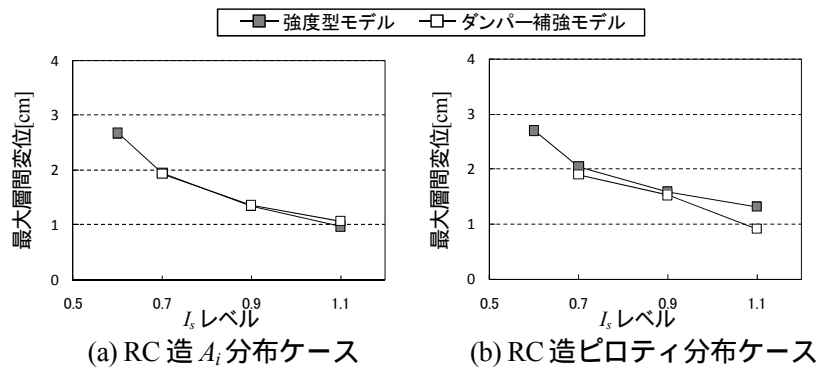


図 3.4.11 最大層間変位と I_s レベルの関係

3.4.4 考察

地震応答解析結果から、S造モデルにおいてダンパー補強したモデルと主架構のみで従来法により評価されたモデルの応答が、概ね良好な関係を示したことから換算 I_s 値による評価は妥当であると考えられる。また、換算 I_s 値による評価は一定の安全側評価となる。

塑性率が小さく、許容変位が降伏点と同じRC造モデルにおいて3.4.3節に触れたとおり ${}_d a_E \leq 0.5$ の制限を設けた解析結果は、ダンパー補強モデルと強度型モデルの応答に差はほとんど見られず、良好に対応しており、制限を設けない応答値からの改善が見られた。また、 ${}_d a_E \leq 0.5$ の制限は、許容塑性率の小さいS造においても同様に適用するべきである。

RC+S造では、ダンパー補強モデルの応答が、強度型モデルのそれを大きく下回ったことから、混構造建物の換算 I_s 値による評価はより安全側になると言える。

3.4.5 まとめ

・換算 I_s 値算定式の誘導

I_s 値とは、許容される最大変形までに層が吸収できるエネルギーを等価な弾性エネルギーに置換した際の弾性せん断力係数 C_e であるという考え方から1質点系の換算 I_s 値算定式を誘導した。また、ダンパー補強時の影響を固有周期と保有吸収エネルギーに考慮する考え方を示した。さらに、 ${}_f a_E$ および ${}_d a_E$ をそれぞれ主架構とダンパーの I_s 値換算のための保有吸収エネルギー $E_{D,i}$ の調整係数として位置付け、(3.4.1)、(3.4.2)式のように誘導を行った。ダンパーに関しては、 ${}_f a_E \leq 0.5$ とする制限を設けることが妥当であることを示した。

多質点系の場合は、 $E_{D,i}$ を各層で求める。各層で算定された保有吸収エネルギー $E_{D,i}$ を当該階に入力

されるエネルギーと相対的に比較することでその耐震性を評価する。その方法として、保有吸収エネルギー $E_{D,i}$ を秋山の損傷分布則で除すことで基準化し、補正を行った。さらに1質点系の換算 I_s 値算定式を多質点系に拡張する際に生じる差を補正する係数 γ_i を導入した。最終的に(3.3.14)、(3.3.15)式でそれぞれ算定された各層の I_s 値の最小値を、その層の換算 I_s 値として定義することを示した。

・式の使用上の注意点

3.2.3(1)ではダンパー補強した際の損傷限界時固有周期 T_d は、Tri-linear型の復元力特性の原点と第2折点を結んだ割線剛性 k_s を用いて算出した。しかし、実際の T_d は損傷限界点が主架構の弾性範囲内に収まるため、3.2.4での算出方法よりも周期が短くなる傾向がある。そこで、換算 I_s 値算定の際には、安全側の配慮として周期の長い T_d を用いることとした。

3.2.4(2)では、架構全体の保有吸収エネルギー $E_{D,i}$ を示した。 $E_{D,i}$ とは層が最大変形するまでに吸収可能なエネルギー量と考え、このときの主架構の許容変位 $\delta_{max,i}$ は層が許容しうる最大の層間変位を指し、建物の構造形式や架構などにより異なる。

換算 I_s 値の算定に当たっては、エネルギー法告示で示されるBi-linear型に置換した主架構とダンパーの荷重-変形関係に基づいて行う。静的漸増解析等により許容変形角は設定されるため、必ずしも文献3.1)、3.2)での F 値から求まるものと一致しない場合があるので、この点に留意する必要がある。

鉄筋コンクリート構造の場合、従来法の I_s 値の算定では経年指標 T を乗じて、 I_s 値を算定している。本章で提示した換算 I_s 値についても、同様に、経年指標 T を乗じる等の考慮が必要である。

・地震応答解析による検証

地震応答解析により、ダンパー補強した建物の換算 I_s 値の妥当について検証した。

・今後の課題

多質点系の補正係数 γ_i は、全層に降伏変形角が同一と仮定したモデルで導いたものであり、また、 I_s 値換算のためのダンパーの保有吸収エネルギー $E_{D,i}$ の調整係数 ${}_d a_E$ に関しては、 ${}_d a_E \leq 0.5$ としたのは限定的なモデルでの応答解析によるものである。今後は、より多くの解析条件と入力する地震動の特性を考慮して検討する必要がある。

参考文献

- 3.1) 日本建築防災協会：耐震改修促進法のための既存鉄骨造建築物の耐震診断および耐震改修指針・同解説(1996)、1996.10
- 3.2) 日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説、2001.10
- 3.3) 小林正人、根本崇之、石津啓輔、洪 忠憲、加藤三晴：Bi-linear型履歴部材で補強した既存RC造建築物の耐震診断法に関する基礎的研究、第54回構造工学シンポジウム構造工学論文集Vol.54B、2008.3
- 3.4) 独立行政法人建築研究所：鋼構造建築物へのエネルギー法活用マニュアル、2008.9
- 3.5) 秋山 宏：エネルギーの釣合に基づく建築物の耐震設計、技報堂出版、1999.11

第4章 S造事務所建物の補強設計例と計算（計算例1）

本設計事例では、1981年以前の旧基準で設計されているS造事務所建物を対象にして、耐震補強の方法とその効果や検証方法の検討を行う。旧基準の建物では、高さ方向の耐力分布や接合部の変形能に問題があると考えられるため、ここでは、履歴型ダンパーを付加した補強を行い、補強後の性能として、接合部パネルや梁部材等、元のフレームの各部位が、ほとんど塑性化しない性能を目指す。ここで検討対象としたS造事務所建物は、1995年の兵庫県南部地震で接合部破断等の大きな被害を受けた旧基準の建物である。この鉄骨造ラーメン構造の事務所建物を対象にして、現行基準法に相当する大きさの地震波に於ける応答解析を行い、主架構がほぼ弾性となるようにブレース型のダンパーを配置する補強設計を行う。また、補強設計された建物についてエネルギー法による検討を行い、地震応答解析結果と比較する^{4.1) 4.2)}。

4.1 建物概要

4.1.1 平面図及び軸組図

検討対象として選定した建物は、昭和48年に建設された建物で、旧基準の設計である。この建物は神戸市に建設され、兵庫県南部地震で震度7の地域にあったため、柱梁接合部に破断等の被害が生じた。地震後に、被害部位を補修して使用していたが、現在は解体されている。

図4.1.1、図4.1.2に対象とする建物の平面図、軸組図を示す。実物件は地下1階、塔屋1階を有し、また一部にSRCコアがあるが、本検討ではそれらは無視し、1階柱脚固定の建物として取り扱う。本検討では、地震被害が大きかった上記建物のY構面のみを対象とする。

X1, X6通りの「V」の部材は、本検討で補強のために設置した筋かい形のダンパーである。

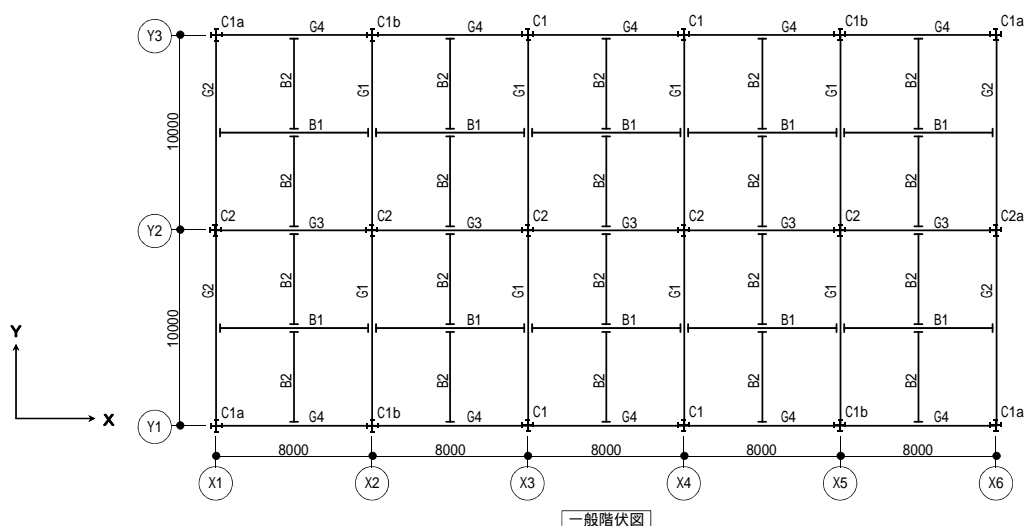


図 4.1.1 一般階伏図

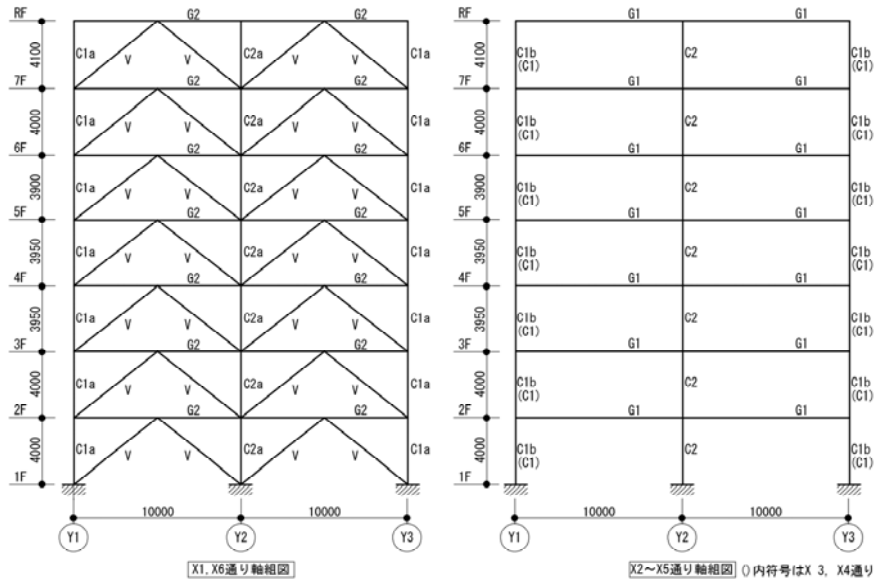


図 4.1.2 Y 構面軸組図

4.1.2 部材断面

表 4.1.1～表 4.1.3 に、この建物の柱、梁、補強として設置したダンパーの断面リストを示す。柱は、H 形断面を十字に組み合わせた形状のものであり、図 4.1.1 に示す X 軸方向及び Y 軸方向それぞれの柱の断面形状を表 4.1.1 に示す。

表 4.1.1 柱断面リスト

階	方向	C1, C1a, C1b	C2, C2a
7	X 軸	H-482 × 300 × 11 × 15	H-482 × 300 × 11 × 15
	Y 軸	H-582 × 300 × 12 × 17	H-482 × 300 × 11 × 15
6	X 軸	H-482 × 300 × 11 × 15	H-482 × 300 × 11 × 15
	Y 軸	H-582 × 300 × 12 × 17	H-482 × 300 × 11 × 15
5	X 軸	H-582 × 300 × 12 × 17	H-582 × 300 × 12 × 17
	Y 軸	H-582 × 300 × 12 × 17	H-582 × 300 × 12 × 17
4	X 軸	H-582 × 300 × 12 × 17	H-594 × 302 × 14 × 23
	Y 軸	H-582 × 300 × 12 × 17	H-582 × 300 × 12 × 17
3	X 軸	H-588 × 300 × 12 × 20	BH-600 × 300 × 16 × 28
	Y 軸	H-588 × 300 × 12 × 20	H-588 × 300 × 12 × 20
2	X 軸	H-594 × 302 × 14 × 23	BH-600 × 300 × 16 × 32
	Y 軸	H-594 × 302 × 14 × 23	H-594 × 302 × 14 × 23
1	X 軸	BH-600 × 300 × 16 × 28	BH-600 × 300 × 16 × 40
	Y 軸	BH-600 × 300 × 16 × 28	BH-600 × 300 × 16 × 32

鋼種は全て SM50。

表 4.1.2 はり断面リスト

階	G1	G2
RF	H-582 × 300 × 12 × 17	H-582 × 300 × 12 × 17
7	H-588 × 300 × 12 × 20	H-582 × 300 × 12 × 17
6	BH-600 × 300 × 16 × 28	H-588 × 300 × 12 × 20
5	H-692 × 300 × 13 × 20	H-692 × 300 × 13 × 20
4	H-700 × 300 × 13 × 24	H-692 × 300 × 13 × 20
3	H-792 × 300 × 14 × 22	H-792 × 300 × 14 × 22
2	H-800 × 300 × 14 × 26	H-792 × 300 × 14 × 22

鋼種は全て SM50。

表 4.1.3 ダンパー断面リスト

階	塑性化部		
	W (mm)	t (mm)	l (mm)
7	140	16	1200
6	140	16	2300
5	152	22	2300
4	152	22	2500
3	152	22	3000
2	152	22	3300
1	140	16	2500

鋼種は全て LY225。

4.1.3 材料

柱、梁、接合部パネルについて、解析プログラムに入力した材料の特性等を表 4.1.4 に示す。また、補強として設置した座屈拘束ブレース型のダンパーの特性も示す。ダンパーは鋼管コンクリートで芯材を補剛するタイプとし、芯材の鋼種は LY225 である。

表 4.1.4 各部材の材料特性

部材	鋼種	材料特性	降伏応力度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)	歪硬化係数	せん断弾性係数 (kN/mm ²)
柱	SM50	パイリニア	356	205.8	0.02	79.4
梁	SM50	パイリニア	356	205.8	0.02	79.4
パネル	SM50	パイリニア	356	205.8	0.02	79.4
ダンパー	LY225	パイリニア	224	205.8	0.02	79.4

4.2 補強方針、設計目標

検討対象建物の地震被害の形態は、接合部パネルへの損傷集中によるパネルの過度な塑性化と破断である。パネルのダブルプレートによる補強は施工が煩雑であり、現実的ではないと考えられるため、ここでは、履歴型ダンパーによる補強を行い、ダンパーで地震エネルギーを吸収することでパネルへの応力を抑え、パネルの塑性化をできるだけ小さくすることを補強の目標とする。H形鋼柱の接合部パネルの塑性変形能力は、一般的にはかなり大きいため、少々塑性化は問題にならないと考えられる。そこでここでは、補強後の建物での大地震時のパネルの部材としての損傷が平均累積塑性変形倍率($\bar{\eta}$)で、5以下になること、柱、梁部材は弾性であること、及び補強後の骨組の各層の最大層間変形角が1/100以下になることを設計目標として、各層の履歴型ダンパーの断面設計を行う。ダンパーは座屈拘束ブレース型とし、建物のX1、X6構面に、図4.3.1に示すように各階に逆V字状に配置する。

4.3 建物のモデル化

4.3.1 解析モデル

使用プログラム「club.f」^{4.3)}は2次元のため、建物は左右対象で偏心が無く、また、剛床仮定が成り立つものとして、節点変位を他の節点変位の従属関数にする機能を利用して、同一層の節点の水平変位を同一にする。また、建物を左右対象と仮定しているため、建物の1/2モデルとする(図4.3.1参照)。

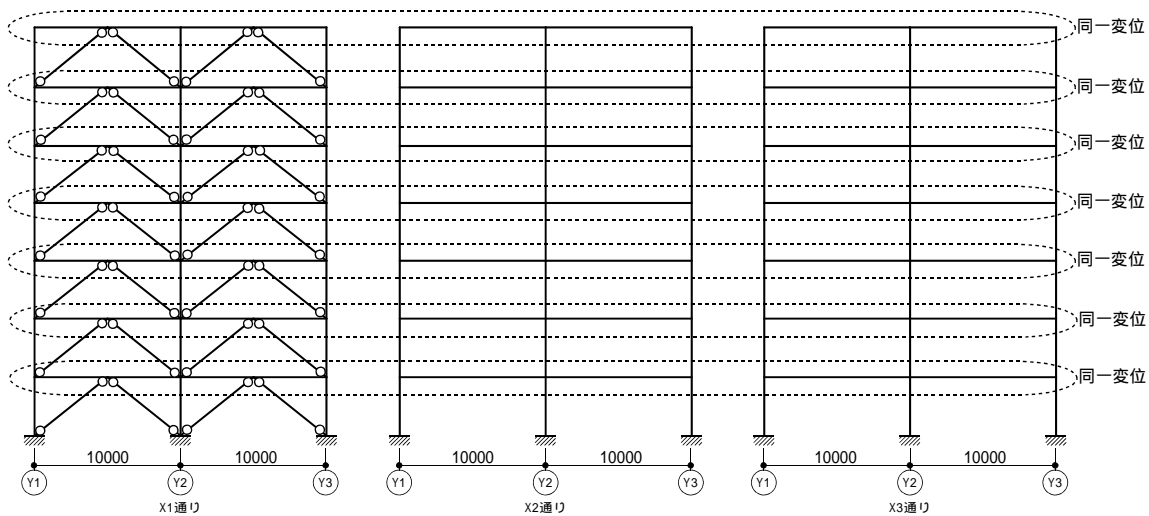


図 4.3.1 解析モデル

4.3.2 ダンパー部分のモデル化

ダンパーは、図 4.3.2 に示す鋼管コンクリートで芯材を補剛するタイプとし、芯材の鋼種を LY225 として、塑性化部分の長さにより剛性を調整する。以下に、解析モデルへの入力データとして必要となる設計後の各層のダンパーの降伏軸力及び等価断面積の計算過程を示し、表 4.3.1 に結果を示す。

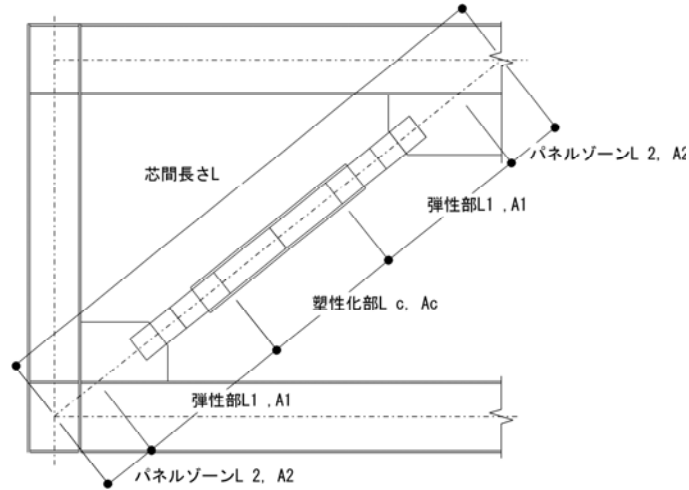


図 4.3.2 ダンパー部分の構成

・等価剛性とするための等価断面積

$$K = \frac{EA_c}{L} \times \frac{1}{\alpha + 2\beta \frac{A_c}{A_1} + (1 - \alpha - 2\beta) \frac{A_c}{A_2}}$$

ここで、 α : 塑性化部長さ \$L_c\$ の芯間長さ \$L\$ に対する比
 β : 弾性部長さ \$L_1\$ の芯間長さ \$L\$ に対する比 (片側)

$$\frac{1}{\alpha + 2\beta \frac{A_c}{A_1} + (1 - \alpha - 2\beta) \frac{A_c}{A_2}} \text{ を } f \text{ と置き、 } K = \frac{EA_c}{L} \times f \text{ とする。ここで、等価剛性とする}$$

ために等価断面を $A'_c = A_c \cdot f$ とする。

・等価応力度

$$\sigma_y' = \frac{\sigma_y}{f} \text{ ここで、 } L_c = \frac{L}{4}、A_1 = 2A_c、A_2 = \infty \text{ とした結果を下表に示す。}$$

なお、解析プログラムへの入力は、幅 (\$W\$) × 厚 (\$t\$) で行うため、\$A_c\$ の代わりに \$W\$ を示す。

表 4.3.1 等価断面積 \$A'_c\$ (\$W\$)、等価降伏応力度 \$\sigma_y'\$

階	H (mm)	L (mm)	塑性部				弾性部		パネル		f	W' (mm)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
			\$L_c\$ (mm)	W (mm)	t (mm)	\$A_c\$ (cm ²)	\$L_1\$ (mm)	\$L_2\$ (mm)						
7F	4100	6466	1200	140	16	22	2174	459	0.186	0.336	1.916	268	225	117
6F	4000	6403	2300	140	16	22	1581	471	0.359	0.247	1.650	231	225	136
5F	3900	6341	2300	152	22	33	1458	563	0.363	0.230	1.688	257	225	133
4F	3950	6372	2500	152	22	33	1378	558	0.392	0.216	1.643	250	225	137
3F	3950	6372	3000	152	22	33	1047	639	0.471	0.164	1.575	239	225	143
2F	4000	6403	3300	152	22	33	918	634	0.515	0.143	1.518	231	225	148
1F	4000	6403	2500	140	16	22	1318	634	0.390	0.206	1.677	235	225	134

4.4 補強後の建物のエネルギー法による計算

4.4.1 固有周期の計算

補強前の骨組（元モデル）と補強後のダンパーモデルの固有値解析の結果得られた固有周期を表4.4.1に示す。ダンパーモデルは初期剛性による周期である。

表 4.4.1 固有周期

	元モデル	ダンパーモデル
T(sec)	1.468	0.770

4.4.2 ダンパーモデルの損傷限界時周期 T_d の決定

初期剛性での固有値解析で算出した固有周期（0.77 秒）によって計算される A_i 分布で増分解析を行ない、損傷限界時に達した時（最弱層のいずれかの部材が許容応力度に達した時）の各階の層せん断力と層間変形を用いた割線剛性による固有値解析の結果、周期は 1.055 秒となった（表 4.4.2 参照）。この周期を用いて再度 A_i 分布を計算し、その分布形で損傷限界時に達した時の各階の層せん断力と層間変形から求まる割線剛性を求めて計算した固有周期は、1.048 秒であった。これで固有周期が収斂されたとし、 $T=1.055$ の増分解析結果（図 4.4.1）に基づいて、各層のモデル化を行い、損傷限界時の周期 T_d は 1.048 秒として以後の検討を進める。

表 4.4.2 損傷限界時の割線剛性（ $T=1.055$ ）

階	Q_i (kN)	δ_i (mm)	K_i (kN/m)
7	1952.4	10.8	180100
6	3104.3	18.6	166700
5	4020.3	18.5	216900
4	4754.2	21.1	225200
3	5326.7	21.8	244000
2	5748.5	21.1	272400
1	6025.8	15.0	400500

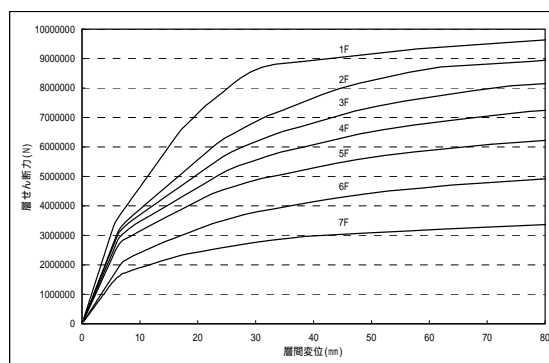


図 4.4.1 各層の Q - 関係

4.4.3 主架構およびダンパーの復元力特性のモデル化

第2章で示した方法で、静的増分解析によって主架構、ダンパー部分の Q - 関係を求め、それらを完全弾塑性型に置換する。上記の方法でモデル化された各層の主架構およびダンパー部分の結果を表 4.4.3 と図 4.4.2 に示す。

表 4.4.3 主架構とダンパー部分の復元力特性

階	K_{fi} [kN/m]	Q_{fui} [kN]	f_{ui} [mm]	K_{di} [kN/m]	Q_{dai} [kN]	d_{ai} [mm]
7	40000	1050	26.3	230000	1531	6.7
6	77500	2191	28.3	230000	1558	6.8
5	80000	2424	30.3	345000	2399	7.0
4	107500	3095	28.8	360000	2343	6.5
3	132500	3711	28.0	360000	2373	6.6
2	157500	4410	28.0	360000	2403	6.7
1	302500	6646	22.0	280000	1573	5.6

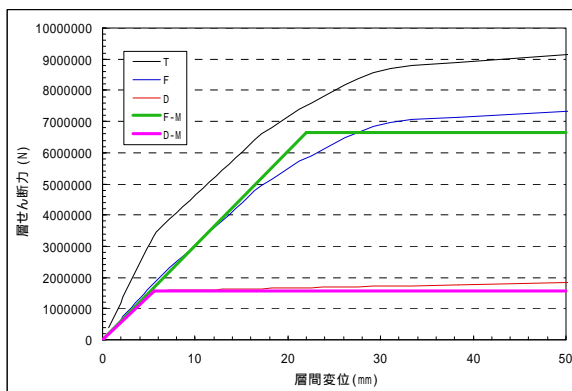


図 4.4.2(a) 第1層のモデル化

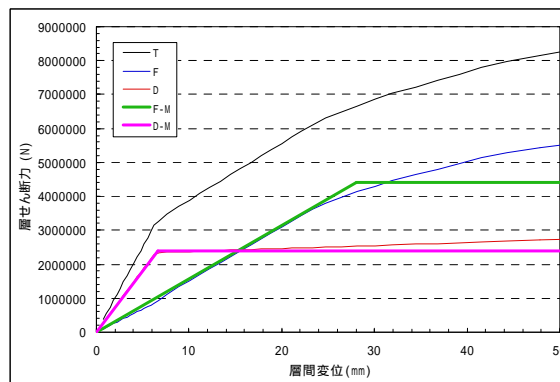


図 4.4.2(b) 第2層のモデル化

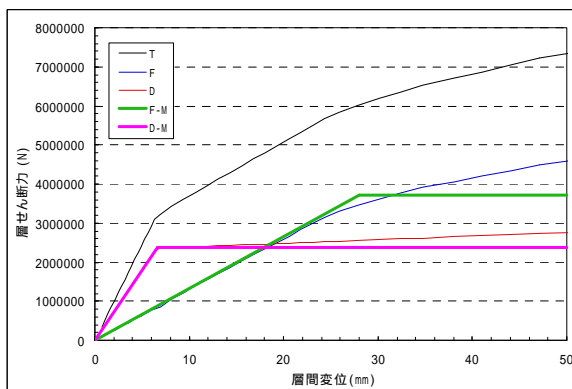


図 4.4.2(c) 第3層のモデル化

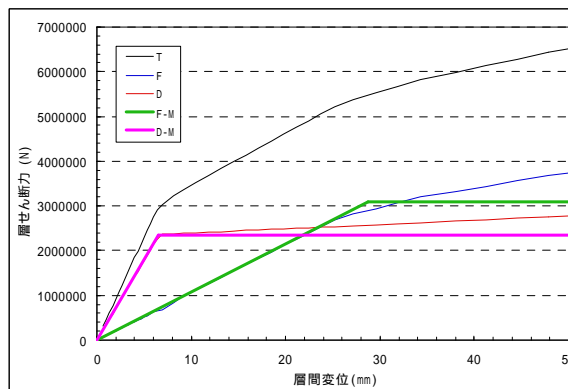


図 4.4.2(d) 第4層のモデル化

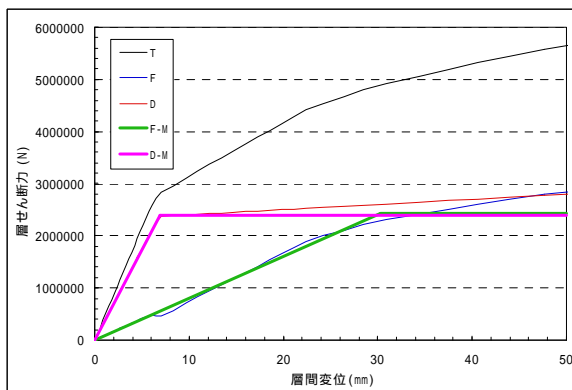


図 4.4.2(e) 第5層のモデル化

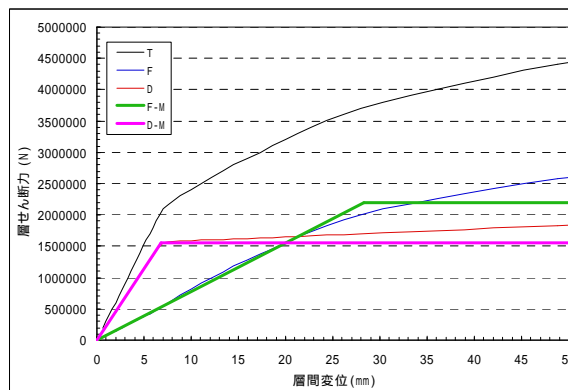


図 4.4.2(f) 第6層のモデル化

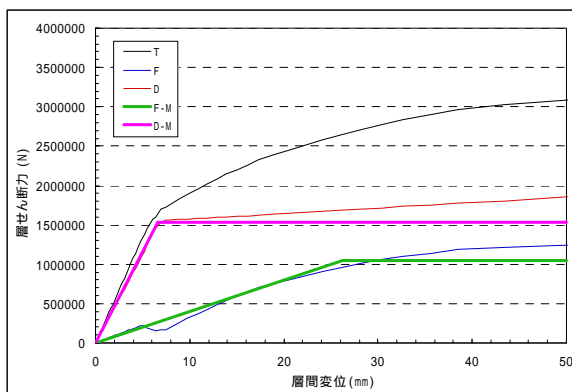


図 4.4.2(g) 第7層のモデル化

※「T」: 全体架構(増分解析)、「F」: 主架構(全体架構QからダンパーQを引いたもの)、「D」: ダンパー部分(増分解析でのダンパー成分)、「F-M」: 主架構バイリニアモデル、「D-M」: ダンパー部分バイリニアモデル

4.4.4 極めて稀に発生する地震に対する検証

(1) 建築物に作用する塑性歪エネルギー量 E_s の計算：

本検討では、損傷限界時の弾塑性エネルギーではなく、エネルギー法告示第6の第1口(1)の W_e の計算におけるただし書きを適用し、最弱層が δ_{fui} に達した時の弾塑性歪みエネルギーによって W_e を計算する。計算結果を表4.4.4に示す。ここで δ_i は、最弱層(3階)が δ_{fui} に達した時の各階の層間変位である。建築物に作用する塑性歪エネルギー量 E_s は、表4.4.5に基づいて、下式で計算される値である。

$$E_s = \frac{1}{2} M \cdot V_s^2 - W_e \quad (4.4.1)$$

表 4.4.4 W_e の計算

階	Q_{fui} [kN]	f_{ui} [mm]	Q_{dui} [kN]	d_{ui} [mm]	i [mm]	W_{fi} [kN・m]	W_{dei} [kN・m]	W_{dpi} [kN・m]	W_e [kN・m]
7	1050	26.3	1531	6.7	15.0	4.5	5.1	128.1	137.7
6	2191	28.3	1558	6.8	24.4	23.1	5.3	274.6	302.9
5	2424	30.3	2399	7.0	24.2	23.5	8.3	414.5	446.3
4	3095	28.8	2343	6.5	27.1	39.5	7.6	482.9	530.1
3	3711	28.0	2373	6.6	27.9	51.6	7.8	506.0	565.4
2	4410	28.0	2403	6.7	26.5	55.2	8.0	475.7	538.9
1	6646	22.0	1573	5.6	18.3	50.4	4.4	198.9	253.7
						247.8	46.6	2480.5	2774.9

表 4.4.5 建築物に作用するエネルギー量 E_s

T_s	[sec]	1.047
G_s	—	2.025
γ	—	1.00
V_s	[m/sec]	1.65
M	[t]	2240
$1/2MV_s^2$	[kN・m]	3049.6
W_f	[kN・m]	247.8
W_d	[kN・m]	2527.1
W_e	[kN・m]	2774.9
E_s	[kN・m]	274.7

(2) 各階が塑性ひずみとして入力するエネルギー量の計算：

上記の E_s を各階に分配し、各階の塑性ひずみとして入力するエネルギー量 E_{Si} を求める。表4.4.6にそれらの計算結果一覧を示す。ここで、表4.4.5の E_s と表4.4.6の $\sum E_{Si}$ は一致する。

表 4.4.6 各階の塑性ひずみとして入力するエネルギー量 E_{Si}

階	S_i	p_i	p_{ti}	$E_{Si}/\sum E_{Si}$	E_{Si}
7	0.399	0.970	1.000	0.037	10.2
6	0.747	0.886	1.000	0.100	27.6
5	1.045	0.880	1.000	0.144	39.6
4	1.232	0.839	1.000	0.206	56.6
3	1.345	0.838	1.000	0.226	62.2
2	1.399	0.869	1.000	0.203	55.8
1	1.000	1.000	1.000	0.083	22.8
				Σ	274.7

(3) 主架構の必要累積塑性変形倍率 $\bar{\eta}_f$ の計算：

主架構の必要累積塑性変形倍率 $\bar{\eta}_f$ を下式により計算する。計算結果を表4.4.7に示す。この損傷

はパネルの損傷であり、各層の $\bar{\eta}_{fi}$ は0.2以下となっている。

$$\bar{\eta}_{fi} = \frac{E_{Sfi}}{2Q_{fui} \cdot \delta_{fui}} \quad (4.4.2)$$

$$\text{ここで、 } E_{Sfi} = E_{Si} \frac{Q_{fui}}{Q_{ui}} = E_{Si} \frac{Q_{fui}}{Q_{fui} + Q_{dui}}$$

表 4.4.7 主架構の必要累積塑性変形倍率

階	E_{Si} [kN・m]	Q_{fui}/Q_{ui}	E_{Sfi} [kN・m]	$\bar{\eta}_{fi}$
7	10.2	0.407	4.2	0.1
6	27.6	0.584	16.1	0.1
5	39.6	0.503	19.9	0.1
4	56.6	0.569	32.2	0.2
3	62.2	0.610	37.9	0.2
2	55.8	0.647	36.1	0.1
1	22.8	0.809	18.4	0.1

(4) ダンパー部分の必要累積塑性変形倍率 $\bar{\eta}_{di}$ の計算：

ダンパー部分の必要エネルギー吸収量 E_{Sdi} を下式により計算する。計算結果を表4.4.8に示す。表中の δ_i は最弱層 δ_{fui} に達した時の各階の層間変位である。

$$E_{Sdi} = E_{Si} \frac{Q_{dui}}{Q_{ui}} + E_{Sdpi} \quad (4.4.3)$$

$$\bar{\eta}_{di} = \frac{E_{Sdi}}{2Q_{dui} \cdot \delta_{dui}} \quad (4.4.4)$$

表 4.4.8 ダンパー部分の必要累積塑性変形倍率 $\bar{\eta}_{di}$

階	E_{Si} [kN・m]	Q_{dui}/Q_{ui}	E_{Sdi}^* [kN・m]	δ_i [mm]	E_{Sdpi} [kN・m]	E_{Sdi} [kN・m]	Q_{dui} [kN]	δ_{dui} [mm]	$\bar{\eta}_{di}$
7	10.2	0.593	6.1	15.0	512.2	518.3	1531	6.7	25.4
6	27.6	0.416	11.5	24.4	1098.3	1109.8	1558	6.8	52.6
5	39.6	0.497	19.7	24.2	1657.9	1677.6	2399	7.0	50.3
4	56.6	0.431	24.4	27.1	1931.7	1956.0	2343	6.5	64.1
3	62.2	0.390	24.2	27.9	2023.8	2048.1	2373	6.6	65.5
2	55.8	0.353	19.7	26.5	1902.7	1922.3	2403	6.7	59.9
1	22.8	0.191	4.4	18.3	795.5	799.8	1573	5.6	45.3

ここで、 $E_{Sdi}^* = E_{Si} \frac{Q_{dui}}{Q_{ui}}$ である。

(5) 各層の最大層間変形角の計算：

主架構の必要累積塑性変形倍率 $\bar{\eta}_i$ より、下式によって最大層間変形角を算定する(表4.4.9、図4.4.3参照)。最大層間変形角は、5階で1/121となる。なお、表4.4.4の W_e の計算では、3階が最初に δ_{fui} に達しているが、各層の δ_{fui} の相違等によって、増分解析で最初に δ_{fui} に達する階と最大層間変形角が生じる階は異なる場合がある。

$$\bar{\eta}_i = \frac{E_{Sfi}}{2Q_{fui} \cdot \delta_{fui}} = \bar{\eta}_{fi} \quad (4.4.5)$$

$$(\mu_i - 1) = \bar{\eta}_i / n \quad (4.4.6)$$

$$\delta_{max i} = \mu_i \times \delta_{ui} \quad (4.4.7)$$

表 4.4.9 各層の最大層間変形角の計算

階	$\bar{\eta}_i$	μ_i	$\delta_{max i}$ [mm]	$\delta_{max i}/H_i$
7	0.1	1.038	27.2	1/151
6	0.1	1.065	30.1	1/133
5	0.1	1.068	32.4	1/121
4	0.2	1.090	31.4	1/126
3	0.2	1.091	30.6	1/129
2	0.1	1.073	30.0	1/133
1	0.1	1.032	22.7	1/177

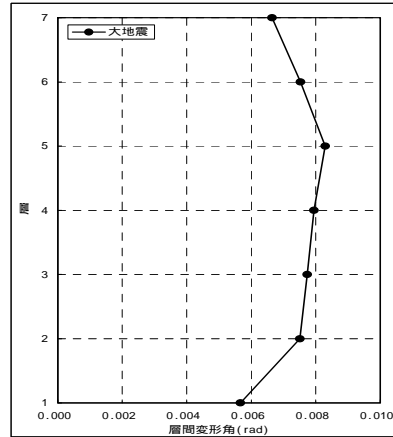


図 4.4.3 各層の最大層間変形角

(6) 各階が塑性ひずみとして吸収できるエネルギー量（保有値）の計算：

1) 主架構

増分解析結果から、表 4.4.9 で示された各層の最大変形においては、この骨組では接合部パネルのみが降伏する状態であることが確認されている。H 形鋼柱の接合部パネルは、一般的に、塑性化によってせん断変形し、大きな塑性変形能力を有することが報告されており^{4.4)}、表 4.4.7 で示された各層の接合部パネルの損傷 $\bar{\eta}_f$ の値は、十分小さな値である。

2) ダンパー部分

ダンパー部材の保有累積塑性変形倍率 $\bar{\eta}$ は、以下の手順で計算する。

a) エネルギー法の計算から得られる各層の最大層間変形量から層のダンパー塑性率を求める。

$$\mu_d = \frac{\delta_{max}}{\delta_{dui}} \quad (4.4.8)$$

ここで、 δ_{max} ：応答最大層間変形量、 δ_{dui} ：ダンパー部分の降伏層間変形量

b) 片側全振幅での塑性率を求める。

$${}_t\mu_d = 2\mu_d - 1 \quad (4.4.9)$$

c) 弾性変形寄与率を求める。

$$\gamma_d = \frac{\lambda L_{br}}{E \cdot \sum A_{br}} \left(\frac{L_{br}}{L_d} \right)^2 \cdot {}_sK_d \quad (4.4.10)$$

ここで、 L_{br} ：ダンパー部材の芯間長さ、 L_d ： L_{br} の水平成分

λL_{br} ：ダンパー部材塑性化部の長さ

$\sum A_{br}$ ：全ダンパー部材の塑性化部の全断面積

${}_sK_d$ ：ダンパー部分の層の剛性（ $= Q_{dui} / \delta_{dui}$ ）

d) 片側全振幅の塑性率と弾性変形寄与率から、塑性化領域を考慮した部材の塑性率を求める。

$${}_m\mu_d = {}_t\mu_d / \gamma_d \quad (4.4.11)$$

ここで、 ${}_m\mu_d$ ：部材の塑性率

e) 部材の塑性率から塑性歪を求める。

$$\Delta\varepsilon_p = \mu_d \cdot \varepsilon_y \quad (4.4.12)$$

ここで、 $\Delta\varepsilon_p$: 塑性歪

f) 塑性歪から全振幅歪(%)を求める。

$$\Delta\varepsilon_t = (\Delta\varepsilon_p + 2\varepsilon_y) \times 100 \quad (4.4.13)$$

ここで、 $\Delta\varepsilon_t$: 歪(%) (両振幅)

g) 全振幅歪(%)から、実験等から得られている各ダンパー部材の保有繰返し回数を求める。

$$N_f = \left(\frac{\Delta\varepsilon_t}{20.48} \right)^{\frac{1}{0.49}} \quad (4.4.14)$$

ここで、 N_f : 破断繰返し回数 (サイクル)

h) 部材の保有繰返し回数から、部材の保有累積塑性変形倍率を求める。

$${}_m\bar{\eta}_d = \mu_d \cdot N_f \quad (4.4.15)$$

ここで、 ${}_m\bar{\eta}_d$: 部材の保有累積塑性変形倍率

i) 部材の保有累積塑性変形倍率を層の累積塑性変形倍率にする。

$$\bar{\eta}_d = {}_m\bar{\eta}_d \cdot \gamma_d \quad (4.4.16)$$

ここで、 $\bar{\eta}_d$: 層の累積塑性変形倍率

表 4.4.10 に、これらの手順によって、エネルギー法で計算された各層の最大層間変形角から、ダンパー部分の層の保有累積塑性変形倍率 $\bar{\eta}$ を計算した結果の一覧を示す。

表 4.4.10 ダンパー部材の保有累積塑性変形倍率 $\bar{\eta}$

層	d_{ui} (mm)	δ_{max} (mm)	ダンパー 塑性率 μ_d	片側全振幅 での塑性率 μ_d	弾性変形 寄与率 μ_d	部材の塑性 率 μ_d	降伏歪 γ	塑性歪 ε_p	$\varepsilon = (\varepsilon_p + 2\varepsilon_y) \times 100$	保有くり 返し回数 N_f	部材の保有累積 塑性変形倍率 ($N_f \cdot \mu_d$)	層の保有累積 塑性変形 倍率
7	6.7	27.2	4.1	7.2	0.251	28.6	0.00109	0.0311	3.3309	41	1163	292
6	6.8	30.1	4.4	7.9	0.472	16.7	0.00109	0.0182	2.0406	111	1851	873
5	7.0	32.4	4.7	8.3	0.465	17.9	0.00109	0.0195	2.1692	98	1749	813
4	6.5	31.4	4.8	8.6	0.533	16.2	0.00109	0.0177	1.9863	117	1897	1011
3	6.6	30.6	4.6	8.3	0.640	12.9	0.00109	0.0141	1.6293	175	2268	1452
2	6.7	30.0	4.5	8.0	0.711	11.2	0.00109	0.0122	1.4417	225	2525	1795
1	5.6	22.7	4.0	7.1	0.625	11.3	0.00109	0.0123	1.4525	221	2508	1568

$\delta_{d_{ui}}$: ダンパー部分の降伏層間変形量

δ_{max} : 応答最大層間変形量

(7) 極めて稀に発生する地震に対する安全性の確認：

1) 主架構

パネルは一般的に非常に大きな塑性変形性能を有しており、エネルギー法から得られる表 4.4.7 のパネルの損傷の値は、1 以下の十分に小さな値であり、安全と言える。

2) ダンパー部分

応答最大層間変形角から計算したダンパー部分の保有累積塑性変形倍率を必要値と比較して表 4.4.11 に示す。これらの比が 1 未満であり安全であることが確認できる。

表 4.4.11 ダンパー部分の保有値と必要値の比較

階	累積塑性変形倍率 η_{di}		
	保有	必要	比
7	291.8	25.4	0.087
6	873.5	52.6	0.060
5	813.2	50.3	0.062
4	1011.1	64.1	0.063
3	1451.7	65.5	0.045
2	1795.0	59.9	0.033
1	1567.8	45.3	0.029
		Max	0.087

4.5 地震応答解析による検討

地震応答解析は、補強前のモデル（元モデル）とダンパー補強後のモデル（ダンパーモデル）の両方について行なう。

4.5.1 解析方法と入力地震動の設定

解析時間は、地震波の継続時間とする。減衰定数は 0.02 で剛性比例型とする。数値積分の時間刻みは 0.002sec とする。長期荷重は考慮する。ダンパーには、通常長期荷重を負担させないようにするため、はり中央の荷重を柱に振り分ける。スラブによる剛性の割り増しは考慮しない。

入力地震動は、EL Centro NS、Hachinohe EW、JMA Kobe NS の 3 波である。EL Centro、Hachinohe、JMA Kobe の 3 波のそれぞれによる建物への損傷に寄与するエネルギーの速度換算値 V_d が、エネルギー法告示の 2 種地盤での極稀地震の速度一定領域のレベルである 165cm/s になるように最大加速度を調整して解析する。ダンパーが無い元モデルと、ダンパーで補強したダンパーモデルの固有周期は、表 4.4.1 で示すようにならかなり異なるため、同一の地震動で解析した場合でも、それぞれへの入力エネルギーは大きく異なる可能性がある。ダンパー有無による応答の相違を、エネルギー的な観点から比較するためには、両者への地震入力エネルギーを概ね等しくする必要があり、元モデルとダンパーモデルともに、 $V_d=165\text{cm/s}$ となるように、各地震波の最大加速度を調整して解析している。なお、目標となるエネルギー量は下式で計算される値である。

$$E_D = \frac{1}{2} M \cdot V_d^2 = \frac{1}{2} \left(0.80 \times \frac{40}{2} \times 20 \times 7 \right) \times 1.65^2 = 3049.2 \text{ kN} \cdot \text{m} = 31093 \text{ ton} \cdot \text{cm} \quad (4.5.1)$$

4.5.2 地震応答解析の結果

(1) 作用エネルギー量

地震応答解析の結果得られた各地震波による損傷に寄与するエネルギー量とその時の最大加速度を表 4.5.1 に示す。目標値は $E_D = 31093 \text{ ton} \cdot \text{cm}$ であり、概ね近い値になっている。

表 4.5.1 作用エネルギー量

	元モデル		ダンパーモデル	
	最大加速度 (Gal)	E_D (ton·cm)	最大加速度 (Gal)	E_D (ton·cm)
El Centro NS	640	31609 (1.02)	500	31568 (1.02)
八戸 EW	347	31630 (1.02)	253	31528 (1.01)
神戸 NS	640	31630 (1.02)	490	31967 (1.03)

(2) 最大層間変形角

図 4.5.1 と 4.5.2 に元モデルとダンパーモデルの応答解析から得られた各層の最大層間変形角を示す。元モデルが 1/50 以上の変形であったのに比べ、ダンパーで補強したダンパーモデルは全ての階で 1/100 以下の変形になっているのがわかる。

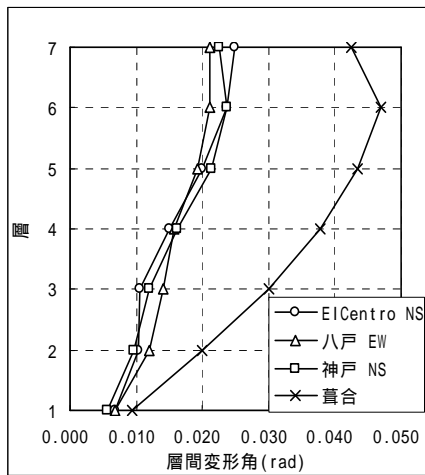


図 4.5.1 層間変形角 (元モデル)

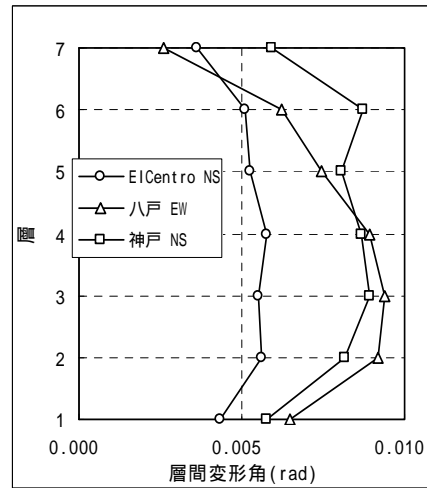


図 4.5.2 層間変形角 (ダンパーモデル)

「算合」は参考値。(原波：継続時間 81.68sec / 最大加速度 802Gal にて計算)

(3) 主架構の損傷と安全性

ダンパーモデルに対して、柱・はり部材の損傷については、柱・はり弾性範囲内であることを確認した。また、応答解析から得られた接合部パネルの損傷は、表 4.5.2 に示すように各層の接合部パネルの損傷 ($\bar{\eta}$) の最大値が、3つの地震波全てについて、設計クライテリア $\bar{\eta} = 5$ を満足する結果となった。

表 4.5.2 接合部パネルの損傷 ($\bar{\eta}$)

層	El Centro NS	Hachinohe EW	JMA Kobe NS
7	0.0	0.0	0.0
6	0.0	0.0	2.1
5	0.0	0.3	3.3
4	0.0	0.6	2.1
3	0.0	0.9	3.2
2	0.0	2.0	3.0
1	0.0	2.0	1.5

(4) ダンパー部分の損傷と安全性

各層のダンパーの損傷 (応答累積塑性変形倍率) は、応答解析から得られる各層の全ダンパー

部材の塑性エネルギーから、下式により計算する。また、各層のダンパーの保有累積塑性変形倍率は、応答解析から得られる各ダンパーの応答値から、(4.5.3) (4.5.4) 式によって計算する。

$$\bar{\eta}_{di} = \frac{\sum E_{piN}}{2Q_{dui} \cdot \delta_{dui}} \quad (4.5.2)$$

ここで、 $\bar{\eta}_{di}$: 層の累積塑性変形倍率
 $\sum E_{piN}$: 層の全ダンパー部材の塑性エネルギー
 Q_{dui} : ダンパー部分の層せん断力
 δ_{dui} : ダンパー部分の Q_{dui} での層間変位

$$\bar{\eta} = \frac{\Delta \epsilon_p}{\epsilon_y} \cdot N_f \quad (4.5.3)$$

ここで、 N_f : 破断繰返し回数 (サイクル) ϵ_y : 降伏歪 (%) $\sigma_y / E \times 100$
 $\Delta \epsilon_p$: 塑性歪 $\Delta \epsilon_t - 2\epsilon_y$ 、 $\Delta \epsilon_t$: 歪 (%) (両振幅)

これを、以下の様にダンパー部分の層の累積塑性変形倍率にする。

$$\bar{\eta}_{di} = \bar{\eta}_{di} \cdot \gamma_{di} \quad (4.5.4)$$

ここで、 $\bar{\eta}_{di}$: 層の累積塑性変形倍率
 $\bar{\eta}_{di}$: ダンパー部材の保有累積塑性変形倍率 (前記の $\bar{\eta}$)
 γ_{di} : 式 (4.4.10) に示す弾性変形寄与率

表 4.5.3 に例として神戸 NS の応答解析から得られた計算結果を示す。許容値 (保有累積塑性変形倍率) に対する応答累積塑性変形倍率の比は、かなり小さいことが確認される。

表 4.5.3 各層のダンパー部分の累積塑性変形倍率

層	応答値				ダンパー許容値							比 (層応答/層 最小許容)
	$\sum E_{piN}$ (kN·m)	Q_{dui} (kN)	δ_{dui} (mm)	層応答 $\bar{\eta}_{di}$	番号	l (mm)	各ダンパー 許容値 Q_{di}	最小許容値 Q_{di}	K_{dui} (N/mm)	γ_{di}	層最小許容値 Q_{di}	
1	230.0	1968	5.8	10.1	148	2500	2985.5	2807.5	280000	0.625	1755	0.006
					149	2500	2832.5					
					150	2500	2807.5					
					151	2500	3006.6					
					152	3300	2790.9					
2	537.5	2282	6.7	17.6	152	3300	2790.9	2558.5	360000	0.711	1818	0.01
					153	3300	2558.5					
					154	3300	2566.4					
					155	3300	2792.6					
3	593.7	2368	6.6	19.1	156	3000	2338.9	2195	360000	0.64	1404	0.014
					157	3000	2204					
					158	3000	2195					
					159	3000	2346					
4	547.5	2343	6.7	17.5	160	2500	1997	1895.9	360000	0.533	1011	0.017
					161	2500	1895.9					
					162	2500	1898.1					
					163	2500	1993.9					
5	455.5	2156	6.3	16.7	164	2300	2001.7	1821.9	345000	0.465	848	0.02
					165	2300	1822.2					
					166	2300	1821.9					
					167	2300	2004.8					
					168	2300	1874.3					
6	377.0	1688	7.2	15.4	169	2300	1758.4	1758.4	230000	0.472	831	0.019
					170	2300	1758.6					
					171	2300	1877.8					
					172	1200	1528.7					
7	141.1	1301	6.1	8.9	173	1200	1363.6	1363.6	230000	0.251	343	0.026
					174	1200	1366.7					
					175	1200	1528.1					

4.5.3 地震応答解析とエネルギー法と比較

地震応答解析結果とエネルギー法による計算結果を比較する。図 4.5.3 はダンパー部分の応答（必要）累積塑性変形倍率 $\bar{\eta}_{di}$ の比較である。また、図 4.5.4 は層間変形角の比較である。累積塑性変形倍率に関しては、エネルギー法は応答結果の 2~3 倍程度安全に評価し、層間変形角については、応答解析結果の平均的な値を予測していることがわかる。

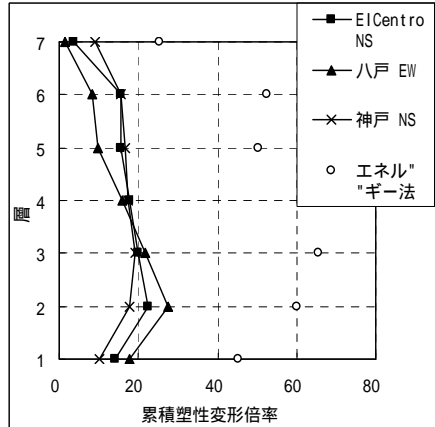


図 4.5.3 ダンパーの累積塑性変形倍率の比較

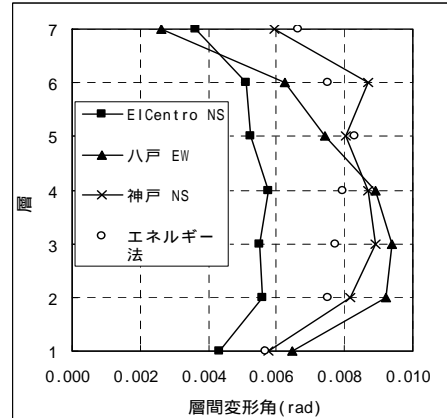


図 4.5.4 最大層間変形角の比較

4.6 換算 I_s 値の計算

3章で示された履歴型ダンパーで補強された建物の換算 I_s 値の計算方法に従って、本建物の補強後の換算 I_s 値を計算する。この計算方法はエネルギー法の計算で用いた値等を使って計算することが可能であり、各層毎に想定される限界変形までの吸収エネルギーを等価な弾性エネルギーに置換して I_s 値を評価する。この等価な弾性エネルギーを、その層に入力されるエネルギーに対して相対的に評価することによって I_s 値が計算される。詳細は3章に記載されており、本節では当該建物に対して適用し計算した結果を示す。

4.6.1 換算 I_s 値算定式

換算 I_s 値の算定を以下に示す。

$${}_s I_{s,i}^{CON} = \frac{2\sqrt{2}\pi}{\gamma_i \cdot T_d \cdot g\sqrt{M}} \sqrt{\frac{E_{D,i}}{\sum_{j=1}^N s_j}} \quad (4.6.1)$$

$${}_c I_{s,i}^{CON} = \frac{2\sqrt{2}\pi}{\gamma_i \cdot T_d \cdot g\sqrt{M}} \sqrt{\frac{E_{D,i}}{\sum_{j=1}^N s_j (p_j \cdot p_{ij})^{-n}}} \quad (4.6.2)$$

$$I_{s,i}^{CON} = \min({}_s I_{s,i}^{CON}, {}_c I_{s,i}^{CON}) \quad (4.6.3)$$

ここで、 M は総質量、 γ_i は多質点系の補正係数、 T_d は損傷限界時割線剛性による固有周期、 $E_{D,i}$ は層の保有吸収エネルギー（詳細は3章）、 s_i は各階の必要エネルギー吸収量の比を表す基準値、

P_i は各階の保有水平層せん断力係数の A_i 分布とのずれを表す数値、 P_{ei} は各階の偏心率 R_e による保有水平層せん断力係数の低減係数、 n は損傷集中指数

損傷集中を考慮した(4.6.2)式で換算 I_s 値を算定する場合、損傷が集中する層の I_s 値は適切に評価されるが、損傷が集中しない層の I_s 値は大きく算定されてしまう。そこで、損傷集中を考慮しない(4.6.1)式と損傷集中を考慮する(4.6.2)式でそれぞれ算定された各層の I_s 値の最小値を、その層の換算 I_s 値として定義する。

4.6.2 架構の復元力特性

換算 I_s 値の計算に必要な本補強建物の主架構とダンパー部分の復元力特性及び想定した各層の許容限界変形を表 4.6.1 に示す。本建物では、補強後の建物各層の許容限界変形を 1/100 にしている。

表 4.6.1 主架構とダンパー部分の復元力特性と許容限界変形

階	層	フレーム			ダンパー		
	$R_{\max,i}$ [rad.]	$\delta_{f\max,i}$ [mm]	Q_{fui} [kN]	δ_{fui} [mm]	$\delta_{d\max,i}$ [mm]	Q_{dui} [kN]	δ_{dui} [mm]
7	1/100	41.0	1050	26.3	41.0	1531	6.7
6	1/100	40.0	2191	28.3	40.0	1558	6.8
5	1/100	39.0	2424	30.3	39.0	2399	7.0
4	1/100	39.5	3095	28.8	39.5	2343	6.5
3	1/100	39.5	3711	28.0	39.5	2373	6.6
2	1/100	40.0	4410	28.0	40.0	2403	6.7
1	1/100	40.0	6646	22.0	40.0	1573	5.6

4.6.3 I_s 値換算のための保有吸収エネルギー $E_{D,i}$ の調整係数 $a_{E,i}$

下式で計算される主架構とダンパーの I_s 値換算のための保有吸収エネルギー $E_{D,i}$ の調整係数 $a_{E,i}$ の算定結果を表 4.6.2 に示す。 μ_i は塑性率（許容変位/降伏変位）である。

$${}_f a_{Ei} = \frac{2\mu_i - 1}{8\mu_i - 7} \varphi^2 \quad (4.6.4)$$

$${}_d a_{Ei} = \begin{cases} {}_f a_{Ei} & \left({}_f a_{Ei} \leq 0.5 \right) \\ 0.5 & \left({}_f a_{Ei} > 0.5 \right) \end{cases} \quad (4.6.5)$$

表 4.6.2 I_s 値換算のための調整係数

階	δ_{fui} [mm]	$\delta_{f\max,i}$ [mm]	μ_i	Φ	${}_f a_{E,i}$	${}_d a_{E,i}$
7	26.3	41.0	1.56	1.00	0.39	0.39
6	28.3	40.0	1.41	1.00	0.42	0.42
5	30.3	39.0	1.29	1.00	0.48	0.48
4	28.8	39.5	1.37	1.00	0.44	0.44
3	28.0	39.5	1.41	1.00	0.43	0.43
2	28.0	40.0	1.43	1.00	0.42	0.42
1	22.0	40.0	1.82	1.00	0.35	0.35

4.6.4 各層の保有吸収エネルギー $E_{D,i}$ の算定

主架構とダンパー部分が許容限界変形までに吸収できるエネルギーを各層毎に計算した結果を表 4.6.3 に示す。

表 4.6.3 各層の許容限界変形までに吸収できるエネルギー

階	W_{fi} [kN・m]	E_{sfi} [kN・m]	W_{dei} [kN・m]	W_{dpi} [kN・m]	E_{sdi} [kN・m]	${}_fE_{D,i}$ [kN・m]	${}_dE_{D,i}$ [kN・m]	$E_{D,i}$ [kN・m]
7	13.8	62.0	5.1	300.0	90.3	75.7	395.4	182.1
6	31.0	102.8	5.3	334.9	73.1	133.8	413.3	231.8
5	36.7	84.4	8.3	560.1	83.5	121.1	651.9	369.1
4	44.6	132.6	7.6	522.1	100.4	177.1	630.1	354.1
3	52.0	170.6	7.8	508.2	109.1	222.6	625.1	360.4
2	61.7	211.7	8.0	512.4	115.3	273.4	635.8	381.3
1	73.0	479.3	4.4	257.2	113.4	552.3	375.1	323.8

4.6.5 多質点系の補正係数 γ_i の算定

多質点系の補正係数 γ_i の算定結果を表 4.6.4 に示す。

表 4.6.4 多質点系の補正係数 γ_i

階	p_i	$p_i/\text{ave}(p_i)$	γ_i
7	0.970	1.081	1.10
6	0.886	0.987	1.10
5	0.880	0.981	1.10
4	0.839	0.935	1.10
3	0.838	0.933	1.10
2	0.869	0.968	1.10
1	1.000	1.114	1.10
ave	0.897		

4.6.6 換算 I_s 値の算定

エネルギー法から計算される基準状態の損傷分布則 $\frac{S_j(P_j \cdot P_{ij})^{-n}}{\sum_{j=1}^N S_j(P_j \cdot P_{ij})^{-n}}$ の値等を用いて式(4.6.1)

～(4.6.3)によって、各層の換算 I_s 値を計算し、その算定結果を表 4.6.5 に示す。最小の値は第3層の0.66である。

表 4.6.5 補強建物の各層の換算 I_s 値

階	γ_i	$E_{D,i}$ [kN・m]	$s_i/\sum s_i$	損傷分布則	$I_{s,i}^{\text{CON}}$	$I_{c,i}^{\text{CON}}$	$I_{s,i}^{\text{CON}}$
7	1.10	182.1	0.056	0.037	0.95	1.16	0.95
6	1.10	231.8	0.104	0.100	0.78	0.80	0.78
5	1.10	369.1	0.146	0.144	0.84	0.84	0.84
4	1.10	354.1	0.172	0.206	0.75	0.69	0.69
3	1.10	360.4	0.188	0.226	0.73	0.66	0.66
2	1.10	381.3	0.195	0.203	0.73	0.72	0.72
1	1.10	323.8	0.140	0.083	0.80	1.04	0.80

参考文献

- 4.1) 長谷川隆、西本晃治、竹内一郎：旧基準で設計されている鉄骨造建物の履歴型ダンパーによる耐震補強（その1 建物概要と兵庫県南部地震での被害状況）、日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1、pp.945-946、2007.8
- 4.2) 西本晃治、長谷川隆、竹内一郎：旧基準で設計されている鉄骨造建物の履歴型ダンパーによる耐震補強（その2 補強の効果とエネルギー法による検証）、日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1、pp.947-948、2007.8
- 4.3) 小川厚治、多田元英：柱・梁接合部パネルの変形を考慮した静的・動的応答解析プログラムの開発、第17回情報システム利用技術シンポジウム、pp.79-84、1994.12
- 4.4) 鋼構造接合部設計指針、日本建築学会、pp.207、2006.3

第5章 RC造学校校舎の補強設計例と計算（計算例2）

5.1 RC造学校校舎の概要

5.1.1 建物概要

昭和48年、52年に順次建設された学校で、普通教室管理棟、普通特別教室棟及び普通教室棟から構成されている。本建物は、「学校施設の耐震診断補強マニュアルRC造学校校舎編（2003年改訂版）」5.1)に収録されている学校施設であるが、補強設計例に採用するにあたり、桁行き方向の壁は無いものとし、適宜断面の変更を行っている。なお、この対象建物の詳細は、文献5.1)を参照されたい。対象建物の平面図、伏図、軸組図、柱リスト等を図5.1.1～図5.1.5に示す。

1) 平面図等

図5.1.1～5.1.3に、対象建物の平面図、伏図、軸組図を示す。

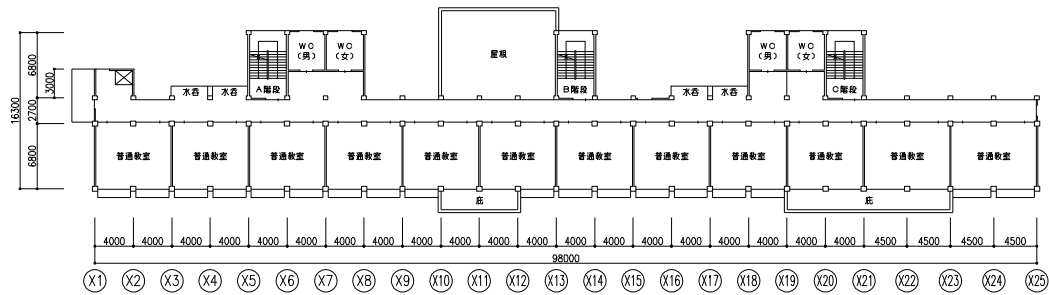


図5.1.1 平面図（2階）

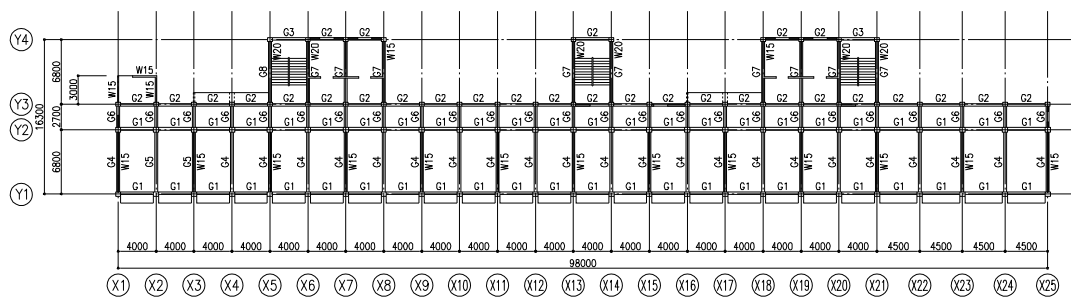


図5.1.2 構造伏図（2階伏図）

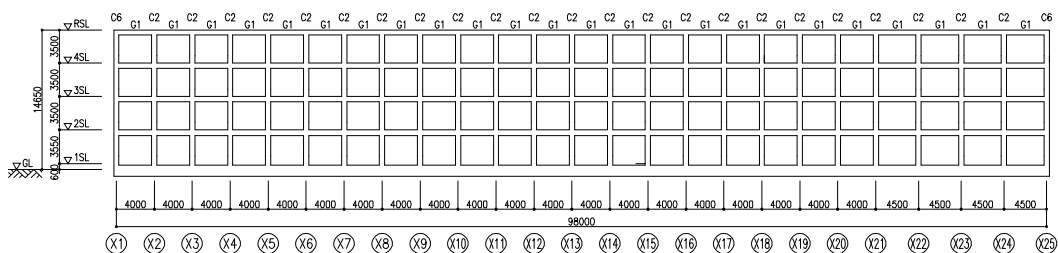


図5.1.3 軸組図（Y1通り）

2) 柱、梁リスト

図 5.1.4 に柱の断面リスト、図 5.1.5 に梁の断面リストを示す。また、使用材料は、コンクリート $F_c=21\text{N}/\text{m}^2$ 、鉄筋は、主筋が SD295、帯筋、壁筋は SR235 である。

記号	C1	C2	C3	C4	C5
断面					
主筋	14-D22	12-D22	10-D22	10-D22	12-D22
HOOP	Ø9@100	Ø9@100	Ø9@100	Ø9@100	Ø9@100
記号	C6	C7	C8	C9	C10
断面					
主筋	8-D22	10-D22	12-D22	10-D22	10-D22
HOOP	Ø9@100	Ø9@100	Ø9@100	Ø9@100	Ø9@100
記号	C11	C12	C13	/	
断面					
主筋	12-D22	12-D22	8-D22		
HOOP	Ø9@100	Ø9@100	Ø9@100		

図 5.1.4 柱リスト

梁断面リスト

記号	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	G8	
R階	断面								
	主筋	4-D22	4-D22	2-D22	3-D22	3-D22	3-D22	3-D22	2-D22
HOOP	D10@200	D10@200	D10@200	D10@200	D10@200	D10@200	D10@200	D10@200	
4, 3階	断面	同上	同上	同上		同上	同上	同上	
	主筋				3-D22				
HOOP				D10@200					
2階	断面			同上				同上	
	主筋	5-D22	5-D22		4-D22	4-D22	3-D22		
HOOP	D10@200	D10@200		D10@200	D10@200	D10@200			

図 5.1.5 梁リスト

3) 建物重量等

荷重表を表 5.1.1 に示す。また、表 5.1.2 に各層床重量を示す。単位面積当たり床重量は $1.2\text{t}/\text{m}^2$ 前後と標準的な値となっている。

表 5.1.1 床荷重表

(単位：N/m²)

50 N/m²単位で切り上げる

室名	固定荷重			積載荷重との組合せ					備考
	材料	厚(mm)	重量	合計	床	小梁	架構	地震	
教室	仕上げ		350	550	DL	5350	5350	5350	5350
	天井		200						
	ｽﾗｯﾌﾟ (平均)	200	4800						
廊下	仕上げ		350	550	DL	5350	5350	5350	5350
	天井		200						
	ｽﾗｯﾌﾟ (平均)	200	4800						
屋上	押さえコン	100	2300	2430	DL	7250	7250	7250	7250
	防水層		130						
	ｽﾗｯﾌﾟ (平均)	200	4800						

表 5.1.2 床重量

層	面積 A[m ²]	架構用重量 W[kN]	W/A [kN/m ²]
4	1224	13555	11.1
3	1228	13800	11.2
2	1228	14122	11.5
1	1282	15487	12.1

5.2 既存建物の耐震診断

本設計例の梁間方向は、戸境壁がRC耐震壁となっているため耐震性能が確保されている事から、検討対象は桁行方向のみとする。解析条件を以下に示す。

- ・使用プログラム：SS2 (ユニオンシステム) オプション RC耐震診断
- ・荷重：積載荷重は、一律で教室と廊下とする。

補強前建物の耐震診断 (3次診断、経年係数 $T=0.95$) では、 $I_s=0.82$ と比較的大きな I_s 値が得られた。

補強前建物に対して保有水平耐力の確認を行った結果を図 5.2.1 と表 5.2.1 に示す。1階で必要保有水平耐力を若干下回る結果が得られている。

表 5.2.1 保有水平耐力一覧

層	地震用重量 Wi [kN]	最終STEPの 層せん断力Q[kN]	Q/ Wi	必要Ds
4	13555	6065	0.45	0.30
3	27355	10274	0.38	0.30
2	41477	13707	0.33	0.30
1	56964	16569	0.29	0.30

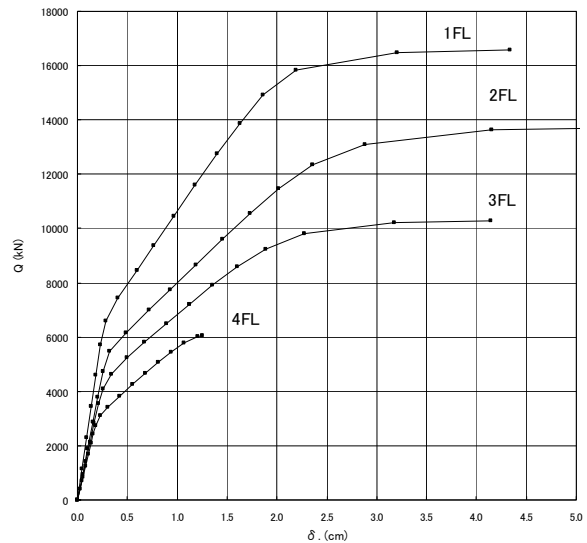


図 5.2.1 補強前建物の復元力特性

5.3 補強設計

5.3.1 補強設計方針

本設計例は一般的な RC 造学校建築であり、梁間方向は戸境壁により十分な耐力を保有している。桁行き方向についても λ_s 値は 0.82 で比較的健全であるが、施設としての重要性を踏まえて、桁行方向を対象として履歴型ダンパーによる補強設計を行う。

履歴型ダンパーとしては、低降伏点鋼を用いた座屈拘束ブレースを採用する。配置は用途やプラン上の制約を考慮し、Y1・Y3・Y4 通りの外壁構面部分に対して行う。なお、座屈拘束ブレースの取り付け位置は、柱梁架構面の外側（梁側面に PC 鋼棒で圧着接合）とする。

耐震補強の目標を以下に示す。

・エネルギー法による検討を行い、極稀地震に対する層間変形角 1/100 以下、かつダンパーの吸収エネルギーが、保有吸収エネルギー量以下である事を確認する。

・ダンパーの降伏耐力は、取り付け周辺部材に先行して降伏するように計画する。また、ダンパー接続部分は、極稀地震時においても、ダンパーが有効にエネルギー吸収できるような設計とする。このとき、ダンパーの繰返し降伏による耐力上昇も考慮する。

なお応力解析においては、ダンパーは柱梁芯に取り付くものとし、ダンパーのガタは考慮しない。また、基礎の浮上りは考慮しない。

5.3.2 ダンパーの設計

ダンパーの降伏耐力は、ダンパーを外付けする梁の耐力を考慮して計画する。

梁の耐力としては、面外曲げ耐力及びねじれ耐力等を考慮する。繰返し降伏による耐力上昇を考慮したブレースの最大軸力が、梁の各耐力を超えない事を以下で確認する。なお、耐力上昇率は予備解析に基づき 1.4 倍とする。

1) 梁耐力の算定

梁の面外曲げ耐力及びねじれ耐力の算定は、「第 編 枠なし外付け履歴型ダンパー補強工法における接合部設計・施工法(案)」(以下、接合部設計・施工マニュアルと呼ぶ)の第 3 章に基づいて、以下の耐力式により計算する。

a) 面外曲げ耐力

梁の面外の降伏曲げ耐力で、下式による。

$${}_c M_u = 0.8 \cdot a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.5 \cdot N \cdot D \cdot \left(1 - \frac{N}{b \cdot D \cdot F_c} \right) \quad [N \cdot mm] \quad (5.3.1)$$

b) ねじれ耐力

スラブによる耐力上昇は考慮せず、下式によって算定する。

$$T_{wo} = 1.01 \frac{b^2 D}{\sqrt{b}} \sqrt{F_c} + \left(0.66m + 0.33 \frac{d_0}{b_0} \right) \frac{A_0 \cdot a_v \cdot \sigma_{vy}}{s} \quad (Nmm) \quad (5.3.2)$$

表 5.3.1 G1 (Y1 通り) に取り付くブレース (ダンパー) 耐力の算定の計算

階	B	D	主筋上	主筋下	主筋径	スタ-ラップ°	スパン	階高	角度
3	450	550	4	4	-D22	D10 @200	3200	3500	42.46
2	450	550	4	4	-D22	D10 @200	3200	3500	42.46
1	500	600	5	5	-D22	D10 @200	3200	3550	42.05

せん断終局強度 b_0Q_u 時のブレース耐力 b_0Q'

階	a_t (mm^2)	p_t (%)	M/Q_d	a_w (mm^2)	P_w	b_0Q_u (kN)	b_0Q' (kN)
3	1548	0.717	1.000	140.8	0.0016	512	694
2	1548	0.717	1.000	140.8	0.0016	512	694
1	1935	0.730	1.000	140.8	0.0014	624	841

終局曲げモーメント M_u 時のブレース耐力 P_M 、面外曲げ耐力 cM_u 時のブレース耐力 oP_M

階	a_t (mm^2)	M_u (kNmm)	柱ブ レース間	P_M (kN)	cM_u (kNmm)	oP_M (kN)
3	1548	217005	350	840	112765	477
2	1548	217005	350	840	112765	477
1	1935	299512	375	1075	155684	620

終局ねじれモーメント T_{u0} 時のブレース耐力 gQ_u

階	b_0	d_0	A_0	a_l	a_v	s	p_l	I_{p0}	p_v	m	T_{u0} (kNmm)	gQ_u (kN)
3	370	470	173900	3096	140.8	200	0.0125	1680	0.0048	3.29	105970	448
2	370	470	173900	3096	140.8	200	0.0125	1680	0.0048	3.29	105970	448
1	420	520	218400	3870	140.8	200	0.0129	1880	0.0044	3.67	143276	570

表 5.3.2 G2 (Y3, Y4 通り) に取り付くブレース (ダンパー) 耐力の算定

階	B	D	主筋上	主筋下	主筋径	スタ-ラップ°	スパン	階高	角度
3	400	500	4	4	-D22	D10 @200	3200	3500	42.46
2	400	500	4	4	-D22	D10 @200	3200	3500	42.46
1	400	500	5	5	-D22	D10 @200	3200	3550	42.05

せん断終局強度 b_0Q_u 時のブレース耐力 b_0Q'

階	a_t (mm^2)	p_t (%)	M/Q_d	a_w (mm^2)	P_w	b_0Q_u (kN)	b_0Q' (kN)
3	1548	0.900	1.000	140.8	0.0018	431	583
2	1548	0.900	1.000	140.8	0.0018	431	583
1	1935	1.125	1.000	140.8	0.0018	449	604

終局曲げモーメント M_u 時のブレース耐力 P_M 、面外曲げ耐力 cM_u 時のブレース耐力 oP_M

階	a_t (mm^2)	M_u (kNmm)	柱ブ レース間	P_M (kN)	cM_u (kNmm)	oP_M (kN)
3	1548	194400	325	810	105928	442
2	1548	194400	325	810	105928	442
1	1935	243000	325	1007	136836	629

終局ねじれモーメント T_{u0} 時のブレース耐力 gQ_u

階	b_0	d_0	A_0	a_l	a_v	s	p_l	I_{p0}	p_v	m	T_{u0} (kNmm)	gQ_u (kN)
3	320	420	134400	3096	140.8	200	0.0155	1480	0.0052	3.73	89144	406
2	320	420	134400	3096	140.8	200	0.0155	1480	0.0052	3.73	89144	406
1	320	420	134400	3870	140.8	200	0.0194	1480	0.0052	4.66	104198	479

接合部設計・施工マニュアルの「3.3 接合部の強度評価および余裕度」によれば、ねじれ耐力式による計算値の1.12倍のねじれ耐力があれば、接合部が破壊する状態にならないことが明らかにされている^{5.2)、5.3)}。一方、ねじれ耐力は、スラブが取り付くことにより、耐力上昇が確認されているが、その影響はあまり大きくないと考えられる。以上より、ここでは、耐力式の精度とスラブ効果を考慮して、耐力式の1.1倍を要求される梁ねじれ耐力として、取り付くブレースの耐力の上限を設定した。

以下では、G1・G2梁について面外曲げ耐力及びねじれ耐力等を算定し、これらの部材耐力とブレースの耐力上昇を考慮の上で、ブレースの設計降伏耐力を決定している。

2) G1 (Y1 通り) 及び G2 (Y3, Y4 通り) に取り付くブレース耐力の算定

G1 (Y1 通り) に取り付くダンパー耐力の算定の計算過程を表 5.3.1 に示す。また、G2 (Y3, Y4 通り) に取り付くダンパー耐力の算定を表 5.3.2 に示す。これらの計算より、G1・G2 に取り付くダンパー耐力は、共に梁のねじれ耐力により制限される。

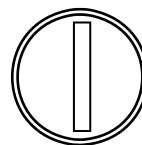
3) 座屈拘束ブレースの設計

梁の耐力とダンパーの耐力上昇率を考慮の上、ダンパーの降伏耐力及び配置計画を行う。ダンパー降伏部の断面は降伏耐力と材料強度により決定する。なお応力解析モデルにおけるダンパーの断面としては、降伏部以外の範囲の長さと同断面積を仮定の上、ダンパー全長に対して等価な軸剛性となるような断面積で与える。以下に、ダンパーの断面と、各階のブレース計画本数を示す。ダンパーの使用材料はLY225、耐力上昇率は1.4とする。目標層間変形角は1/100、ダンパー降伏部の歪を0.015とする。表 5.3.3 は、Y1 通りダンパーの設計結果の一覧表である。また、表 5.3.4 は、Y3、4 通りダンパーの設計結果の一覧表である。

また、架構全体の設計ダンパー本数について、表 5.3.5 に計画するダンパー本数と、各層ダンパーの剛性・水平耐力の合計を示す。

表 5.3.3 Y1 通りダンパーの設計結果

階	スパン	階高	角度	ブレース長さmm	目標水平変形 mm	軸変形 mm
3	3200	3500	42.46	4742	35.0	23.62
2	3200	3500	42.46	4742	35.0	23.62
1	3200	3550	42.05	4779	35.5	23.77



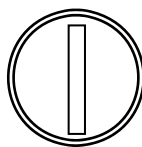
・ 2,3F
中央鋼材 板厚：PL-9mm
幅：174mm

・ 1F
中央鋼材 板厚：PL-12mm
幅：165mm

階	ブレース降伏部				ブレース降伏部外			ブレース全体軸剛性KN/mm			Y1通りブレース本数		
	長さ mm	耐力 KN	面積 mm ²	軸剛性 KN/mm	長さ mm	面積 mm ²	軸剛性 KN/mm	軸剛性 KN/mm	等価水平耐力	水平剛性	ダンパー数	水平剛性 KN/mm	水平耐力 KN
3	1574	320	1562	208	3168	31247	2071	189	216	86	10	864	2161
2	1574	320	1562	208	3168	31247	2071	189	216	86	20	1727	4322
1	1585	407	1988	263	3195	39753	2613	239	273	107	21	2257	5729

表 5.3.4 Y3、4 通りダンパーの設計

階	スパン	階高	角度	ブレース長さmm	目標水平変形 mm	軸変形 mm
3	3200	3500	42.46	4742	35.0	23.62
2	3200	3500	42.46	4742	35.0	23.62
1	3200	3550	42.05	4779	35.5	23.77



・ 2,3F
中央鋼材 板厚：PL-9mm
幅：157mm

・ 1F
中央鋼材 板厚：PL-12mm
幅：139mm

階	ブレース降伏部				ブレース降伏部外			ブレース全体軸剛性KN/mm			Y3, Y4通りブレース本数		
	長さ mm	耐力 KN	面積 mm ²	軸剛性 KN/mm	長さ mm	面積mm ²	軸剛性 KN/mm	軸剛性 KN/mm	等価水平耐力	水平剛性	ダンパー数	水平剛性KN/mm	水平耐力 KN
3	1574	290	1415	189	3168	28308	1877	172	196	78	10	782	1958
2	1574	290	1415	189	3168	28308	1877	172	196	78	20	1565	3916
1	1585	342	1668	221	3195	33358	2193	201	229	90	21	1894	4807

表 5.3.5 設計ダンパー本数表

階	ダンパー数	ダンパー水平剛性 KN/mm	ダンパー水平耐力 KN
4	0	0	0
3	20	1646	4119
2	40	3292	8238
1	42	4150	10537

図 5.3.1～3 にダンパー配置計画を示す。

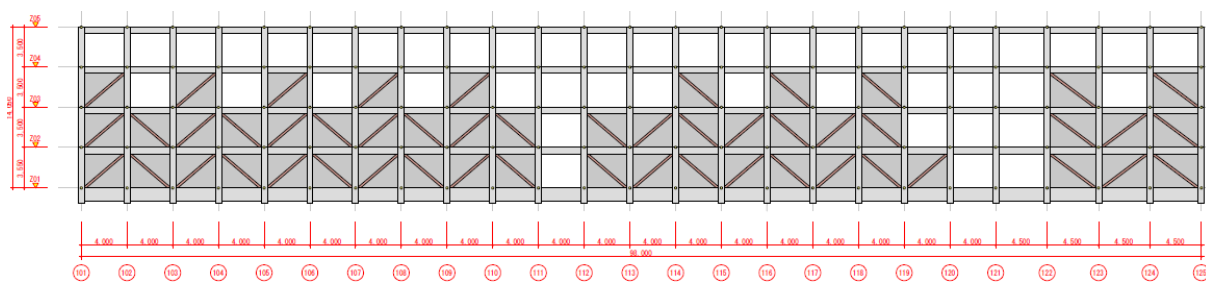


図 5.3.1 Y1 通り軸組図

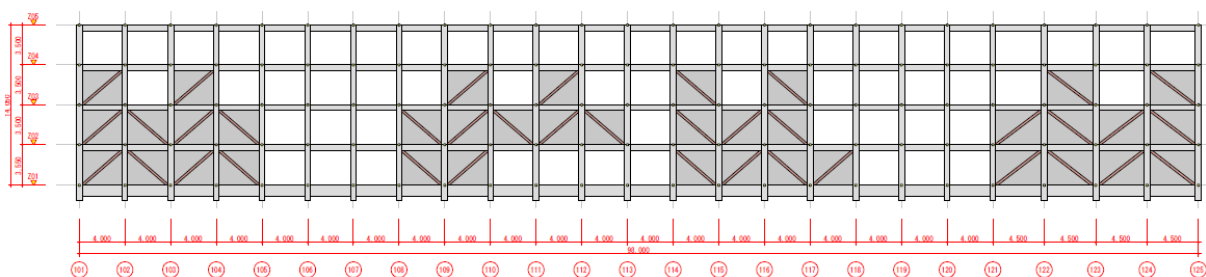


図 5.3.2 Y3 通り軸組図

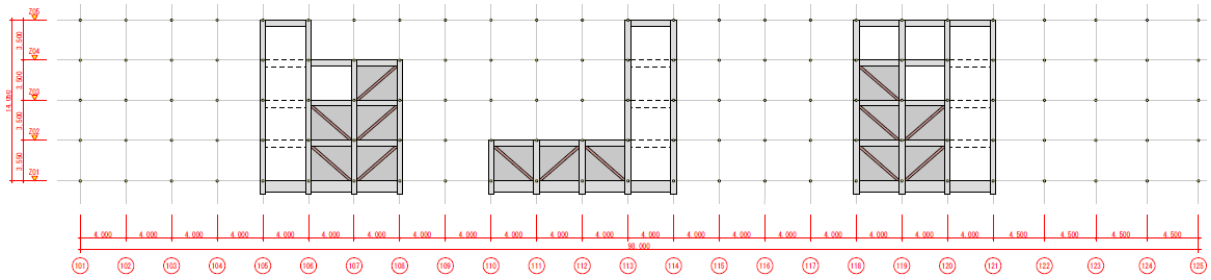


図 5.3.3 Y4 通り軸組図

5.3.3 増分解析結果

ダンパー補強後の増分解析結果のヒンジ図を図 5.3.4~7 に示す。増分解析は A_i 分布の荷重で行い、図は、3、4 階が 1/100 程度、1 階が 1/300 程度の変形の時のヒンジ状態である。

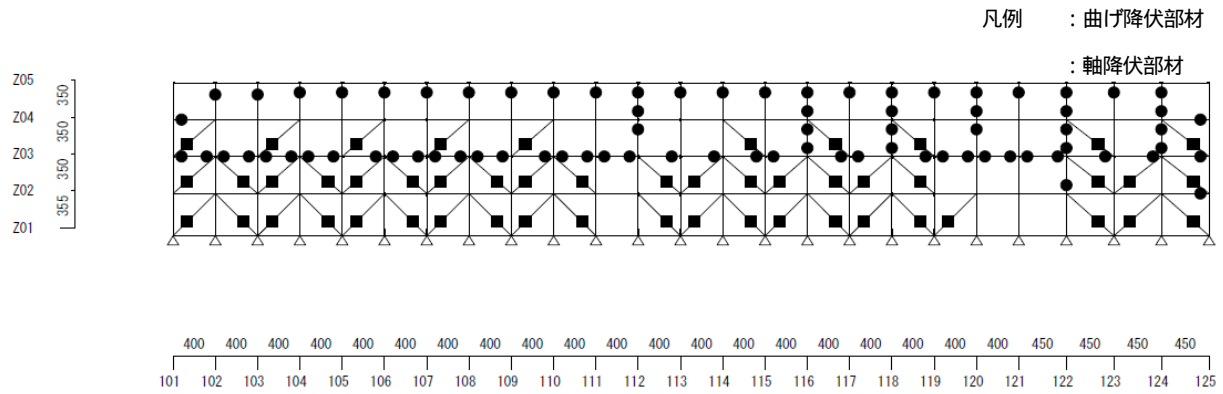


図 5.3.4 Y1 通りヒンジ図

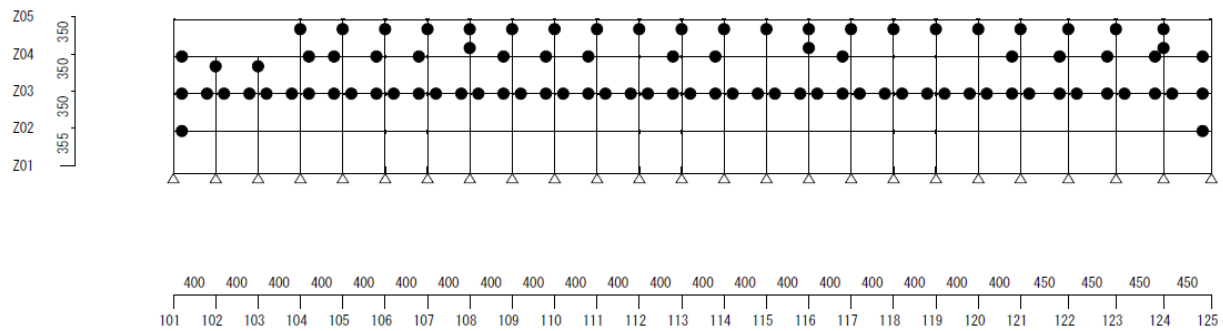


図 5.3.5 Y2 通りヒンジ図

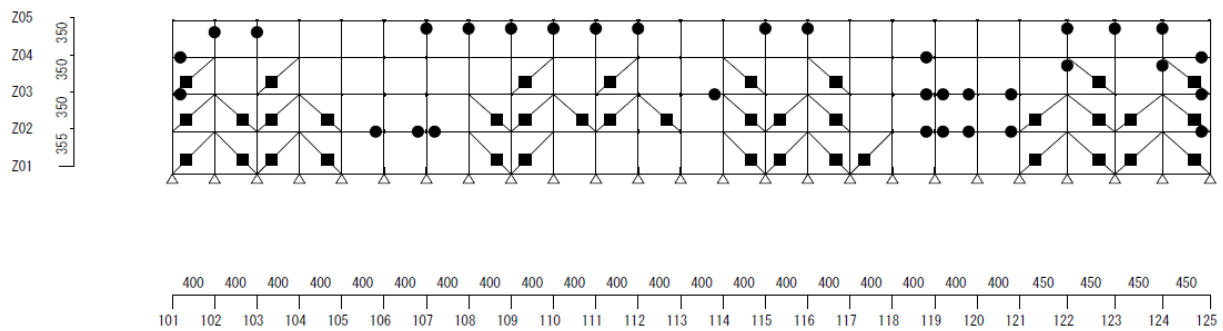


図 5.3.6 Y3 通りヒンジ図

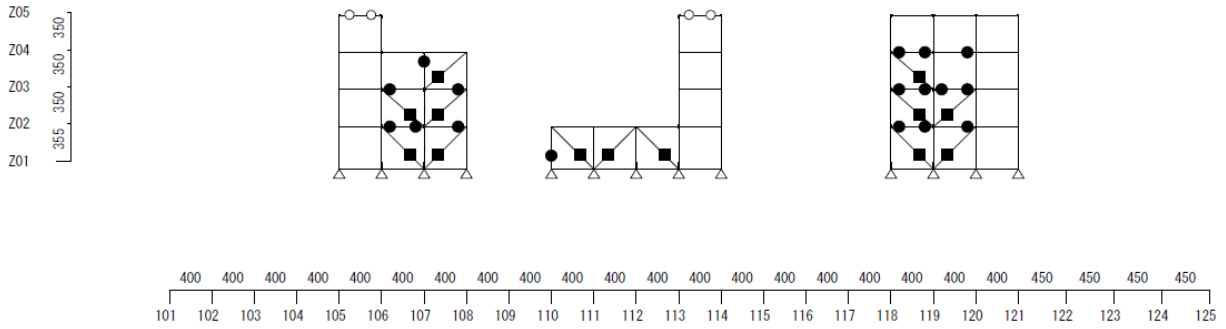


図 5.3.7 Y4 通りヒンジ図

各階のフレームとダンパー部分の剛性分担率を表 5.3.6 に、各階耐力を表 5.3.7 に示す。また、復元力特性を図 5.3.8 に示す。

表 5.3.6 剛性分担率

階	第i層水平剛性 k_i [$\times 10^3$ kN/m]	第i層ダンパー 負担率 d_i [%]	第i層フレーム 水平剛性 k_{fi} [$\times 10^3$ kN/m]	第i層ダンパー 水平剛性 k_{di} [$\times 10^3$ kN/m]
4	1778	0.0	1778	0
3	3165	46.6	1690	1475
2	4964	65.2	1729	3235
1	6622	61.6	2543	4079

表 5.3.7 各階耐力表

階	第i層 保有水平耐力 Q_{ui} [kN]	第i層ダンパー 負担率 d_i [%]	第i層フレーム 保有水平耐力 Q_{fui} [kN]	第i層ダンパー 保有水平耐力 Q_{d_i} [kN]
4	8267	0.0	8267	0
3	14544	28.3	10422	4122
2	19749	41.7	11505	8244
1	24617	42.8	14077	10540

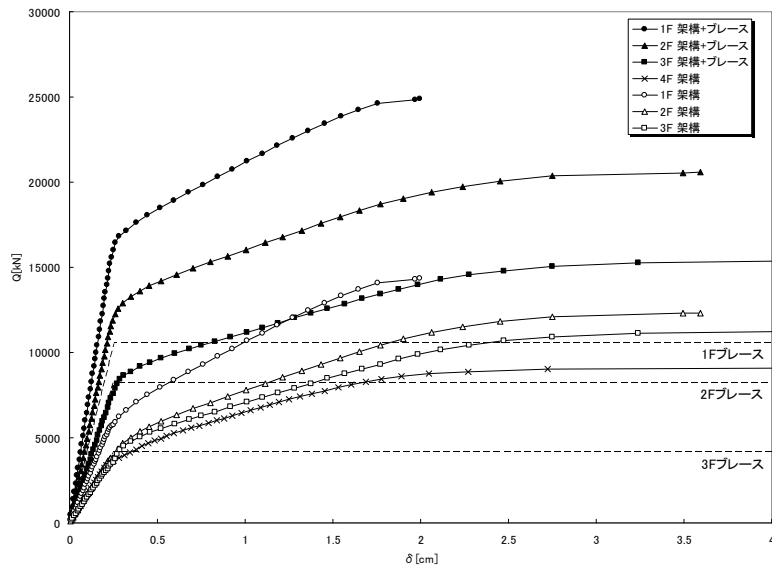


図 5.3.8 補強後の各層復元力特性

5.3.4 ダンパー接合部の設計

定着版（ベースプレート）PC 鋼棒、ベースプレート裏のコッター、グラウト面と RC 部材の境界面の摩擦耐力の設計および定着版浮き上がり耐力の確認を以下に示す。設計式は、第 編の「接合部設計・施工マニュアル」による。

1) 定着版、PC 鋼棒の設計

断面の板厚 T_{p1}

$$M_1 = \frac{T_1 \cdot a_1}{2} \quad (5.3.1)$$

$$\frac{M_1}{Z_p} \leq f_b \quad (5.3.2)$$

ここで、 T_1 : PC 鋼棒に作用する引張力 ($T_1 = \frac{a_2}{a_1 + a_2} \cdot T$)

Z_p : 検討断面の断面係数 ($Z_{p1} = \frac{2 \cdot a_1 \cdot b_E \cdot t_p^2}{6}$)

式 (5.3.1)(5.3.2) より、断面の板厚 t_{p1} は (式 5.3.4) より求める。また、同様にして 断面の板厚 t_{p2} は式 (5.3.5) より求める。定着版の許容曲げ応力度 f_b は、鋼構造設計規準（日本建築学会）のベアリングプレートなど面外に曲げを受ける板の許容曲げ応力度に基づく。

以上のことから、偏心曲げによって生じる定着版の曲げ応力度が定着版の短期許容曲げ応力度以下になるように、定着版の板厚 t_p は式 (5.3.3) により決定する。

$$t_p \geq \max(t_{p1}, t_{p2}) \quad (5.3.3)$$

$$t_{p1} = \sqrt{\frac{3 \cdot T \cdot a_2}{2 \cdot (a_1 + a_2) \cdot f_b}} \quad (5.3.4)$$

$$t_{p2} = \sqrt{\frac{3 \cdot T \cdot a_1}{2 \cdot (a_1 + a_2) \cdot f_b}} \quad (5.3.5)$$

ここに、 t_{p1} : 検討断面 の板厚

t_{p2} : 検討断面 の板厚

T : PC 鋼棒に作用する引張合力 ($=M_e/j$)

M_e : 偏心曲げモーメント ($=P_u \times h_1$)

j : 応力中心間距離 ($=(j_1 + j_2)/2$)

f_b : 定着版の短期許容曲げ応力度 ($=F/1.3 \times 1.5$)

h_1 : 定着板面からピン孔中心までの距離

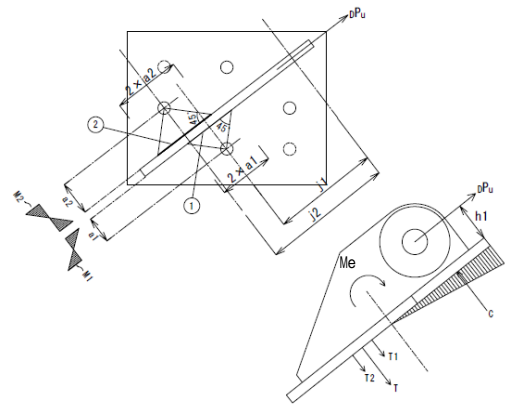


図 5.3.9 定着版の曲げ検討モデル

Y1 通り、1 階のブレースの接合部の設計を以下に示す。

各寸法

h_1	125mm
a_1, a_2	120mm
${}_D P_v$	570kN
j	300mm
BPL	SN490

1.2 の余裕度を考慮する

$$F_b = 235 \text{ N/mm}^2$$

・ PC 鋼棒の設計

$$\text{引張力 } T = {}_D P_v \times h_1 / j / 2 \times 1.2$$

$$\text{引張力 } T = 142.5 \text{ kN}$$

$$\text{A 種 } 17 \quad T_u = 178.2 \text{ kN}$$

下記 3) の境界面の摩擦耐力の設計より

$$\text{B 種 } 21 \quad 322.1 \text{ kN}$$

・ ベースプレート厚

$$t = 21.3 \text{ mm} \quad \text{BPL-22 とする。}$$

2) ベースプレート裏のコッターの設計

コッターのみで、滑り耐力を確保する。

$$Q_{GS} = n_{sky} \cdot Q_{sky} \quad (5.3.6)$$

Q_{GS} : グラウトのせん断破壊耐力(N)

n_{sky} : コッターの個数

Q_{sky} : コッターの支配耐力で決まる値(= $A_p \cdot \sigma_c \cdot (1 + \dots)$)

A_p : コッターの支配面積(mm²) (図 5.3.10 参照)

σ_c : グラウトの圧縮耐力(N/mm²)

: 圧縮耐力による耐力増加割合(= $3.55 \sqrt{\sigma_N / \sigma_G}$)

N : 接合面に生じる圧縮軸応力度(N/mm²)

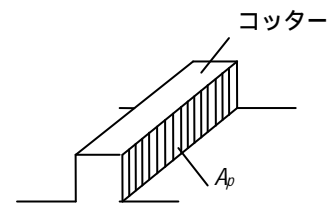


図 5.3.10 コッターの支配面積

コッター数: 2 個

コッター形状: 長さ 240mm 突出長 10mm コッター幅 10mm

$$A_p = 240 \times 10 \times 2 = 4800 \text{ mm}^2$$

グラウト材 $\sigma_c = 40 \text{ N/mm}^2$

$$\sqrt{N} = 271.9 \times 1000 \times 4 / 450 / 450 = 5.37 \text{ N/mm}^2$$

$$= 1.255$$

$$Q_{sky} = 4800 \times 40 \times (1 + 1.255) = 489.6 \text{ kN}$$

$$Q_{GS} = 489.6 \times 2 = 979.2 \text{ kN} > 570 \times 1.2 = 684 \quad \text{OK}$$

3) グラウト面と RC 部材の境界面の摩擦耐力

$$Q_{sl} = \mu \cdot n_{pc} \cdot N_{pc} \quad (\text{N}) \quad (5.3.7)$$

Q_{sl} : 滑り耐力時のブレース応力(N)

μ : 摩擦係数 0.63 (既往の研究値)

n_{PC} :取付けた PC 鋼棒の本数

N_{PC} :PC 鋼棒 1 本当たりの締付け力(N) , 有効導入力 $0.85 N_{PC}$

$$Q_{Sj} = 0.63 \times 4 \times 0.85 \times 322.1 = 689.9 \text{ kN} > 570 \times 1.2 = 684 \quad \text{OK}$$

4) 定着版浮き上り耐力の確認

ダンパー引張方向で、
浮き上りモーメント

$$570 \times 1.2 \times 125 = 85500 \text{ kNm}$$

抵抗モーメント

$$0.85 \times 322.1 \times 4 \times 210 = 229979 \text{ kNm} : \text{OK}$$

(PC 鋼棒の締付け力による)

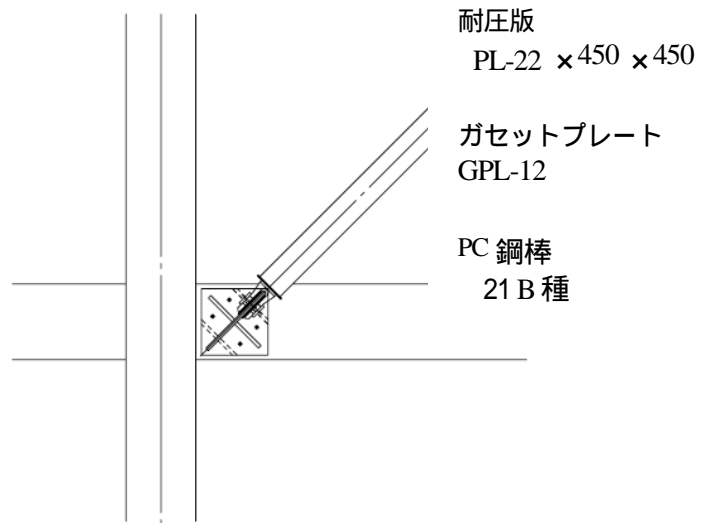


図 5.3.11 ダンパー接合部詳細

以上より設計されたダンパー接合部の詳細を図 5.3.11 に示す。

5.4 補強後の建物のエネルギー法による計算

5.4.1 固有周期の計算

補強後の建物の損傷限界時、安全限界時の固有周期は、それぞれ、0.49sec 及び 0.68sec ($=T_d \times 1.4$) である。

5.4.2 主架構およびダンパーの復元力特性のモデル化

増分解析から得られた結果に基づいて、フレームおよびダンパーの復元力特性を、表 5.4.1 及び図 5.4.1 に示すバイリニアにモデル化する。

表 5.4.1 主架構とダンパーの復元力特性

階	K_{fi} [kN/m]	Q_{fui} [kN]	f_{ui} [mm]	K_{di} [kN/m]	Q_{dui} [kN]	d_{ui} [mm]
4	490058	8267	16.9	0	0	0.00
3	457901	10422	22.8	1475030	4122	2.79
2	469398	11505	24.5	3235100	8244	2.55
1	801364	14077	17.6	4079170	10540	2.58

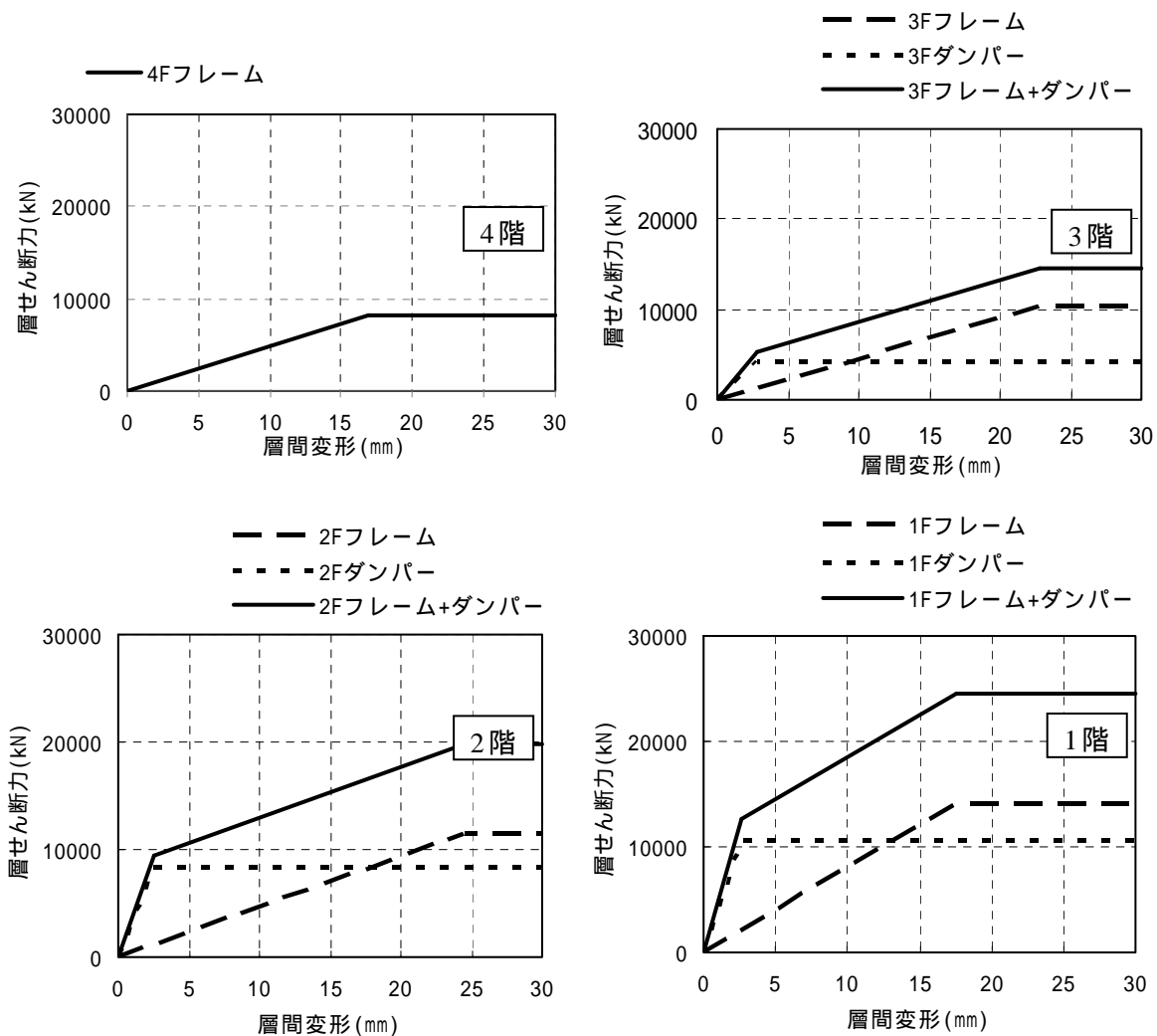


図 5.4.1 各階の復元力特性

5.4.3 極めて稀に発生する地震に対する検証

1) 建築物に作用するエネルギー量

表 5.4.2 に最弱層が δ_{fui} に達した時の弾塑性エネルギー (W_e)、表 5.4.3 に建物に作用するエネルギー E_s の計算結果を示す。建物に作用するエネルギー E_s は下式で計算される値である。

$$E_s = \frac{1}{2} M \cdot V_s^2 - W_e \quad (5.4.1)$$

表 5.4.2 弾塑性エネルギー W_e

階	Q_{fi} [kN]	f_i [mm]	Q_{dui} [kN]	d_{ui} [mm]	W_{fi} [kN·m]	W_{dei} [kN·m]	W_{dpi} [kN·m]	W_e [kN·m]
4	8267	16.87	0	0.00	69.73	0.00	0	70
3	10422	20.31	4122	2.79	94.40	5.76	722	822
2	11505	19.34	8244	2.55	87.81	10.50	1384	1483
1	14077	12.10	10540	2.58	58.70	13.62	1003	1076
					310.65	29.88	3110	3450

ここで Q_{fi} および δ_{fi} は、最弱層 (4 階) が保有水平耐力に達した時の、各階の層せん断力および層間変位である。

表 5.4.3 建物に作用するエネルギー E_s の計算

T_s	[sec]	0.680
G_s	-	1.595
	-	0.900
V_s	[m/sec]	1.170
M	[t]	5808.8
$1/2MV_s^2$	[kN·m]	3972.6
W_f	[kN·m]	310.6
W_d	[kN·m]	3139.6
W_e	[kN·m]	3450.2
E_s	[kN·m]	522.4

2) 各階が塑性ひずみとして入力するエネルギー量

上記の E_s を各階に分配し、各階が塑性ひずみとして入力するエネルギー量 E_{Si} を求める。表 5.4.4 に計算結果一覧を示す。ここで、表 5.4.3 の E_s と下表 $\sum E_{Si}$ は一致する。

表 5.4.4 エネルギー量 E_{Si}

階	S_i	p_i	p_{ti}	E_{Si} / E_s	E_{Si}
4	0.4771	0.822	1.000	0.200	104.4
3	0.9642	0.891	1.000	0.293	152.9
2	1.2742	0.937	1.000	0.316	165.1
1	1.0000	1.000	1.000	0.191	100.0
					522.4

3) 主架構の必要累積塑性変形倍率 $\bar{\eta}_{fi}$

主架構の必要累積塑性変形倍率 $\bar{\eta}_{fi}$ を算出する。計算結果を表 5.4.5 に示す。

$$\bar{\eta}_{fi} = \frac{E_{Sfi}}{2Q_{fui} \cdot \delta_{fui}} \quad (5.4.2)$$

$$\text{ここで、 } E_{Sfi} = E_{Si} \frac{Q_{fui}}{Q_{ui}} = E_{Si} \frac{Q_{fui}}{Q_{fui} + Q_{dui}} \quad (5.4.3)$$

表 5.4.5 必要累積塑性変形倍率 $\bar{\eta}_{fi}$

階	Q_{fui} [kN]	f_{ui} [mm]	Q_{ui} [kN]	E_{Si} [kN・m]	Q_{fui}/Q_{ui}	E_{Sfi} [kN・m]	$\bar{\eta}_{fi}$
4	8267	16.9	8267	104.39	1.00	104.39	0.37
3	10422	22.8	14544	152.94	0.72	109.59	0.23
2	11505	24.5	19749	165.05	0.58	96.15	0.17
1	14077	17.6	24617	99.98	0.57	57.17	0.12

4) ダンパー部分の必要累積塑性変形倍率 $\bar{\eta}_{di}$

ダンパー部分の必要エネルギー吸収量 E_{Sdi} を下式で計算する。計算結果は表 5.4.6 に示す。

$$E_{Sdi} = E_{Si} \frac{Q_{dui}}{Q_{ui}} + E_{Sdpi} \quad (5.4.4)$$

$$\bar{\eta}_{di} = \frac{E_{Sdi}}{2Q_{dui} \cdot \delta_{dui}} \quad (5.4.5)$$

表 5.4.6 必要累積塑性変形倍率 $\bar{\eta}_{di}$

階	E_{Si} [kN・m]	Q_{dui} [kN]	Q_{dui}/Q_{ui}	d_{ui} [mm]	i [mm]	E_{Sdi}^* [kN・m]	E_{Sdpi} [kN・m]	$E_{Sdpi} \cdot d_{dpi}$ [kN・m]	E_{Sdi} [kN・m]	$\bar{\eta}_{di}$
4	104.39	0	0.000	0.00	16.87	0.00	0	0	0	-
3	152.94	4122	0.283	2.79	20.31	43.34	2887	0	2931	127.21
2	165.05	8244	0.417	2.55	19.34	68.90	5538	0	5607	133.45
1	99.98	10540	0.428	2.58	12.10	42.81	4014	0	4056	74.47

ここで、 δ_i : 最弱層 δ_{fui} に達した時の各階の層間変位

$$E_{Sdi}^* = E_{Si} \frac{Q_{dui}}{Q_{ui}} \quad (5.4.6)$$

5) 最大層間変形角

必要累積塑性変形倍率 $\bar{\eta}_i$ より、下式で計算し、最大層間変形角は 1/132 となる。(表 5.4.7、図 5.4.2 参照)

$$\bar{\eta}_i = \frac{E_{Sfi}}{2Q_{fui} \cdot \delta_{fui}} = \bar{\eta}_{fi} \quad (5.4.7)$$

$$(\mu_i - 1) = \bar{\eta}_i / n \quad (5.4.8)$$

$$\delta_{maxi} = \mu_i \times \delta_{ui} \quad (5.4.9)$$

表 5.4.7 最大層間変形角

階	f_i	μ_i	δ_{maxi} [mm]	δ_{maxi}/H_i
4	0.374	1.187	20.0	1/ 175
3	0.231	1.116	25.4	1/ 138
2	0.170	1.085	26.6	1/ 132
1	0.116	1.058	18.6	1/ 191

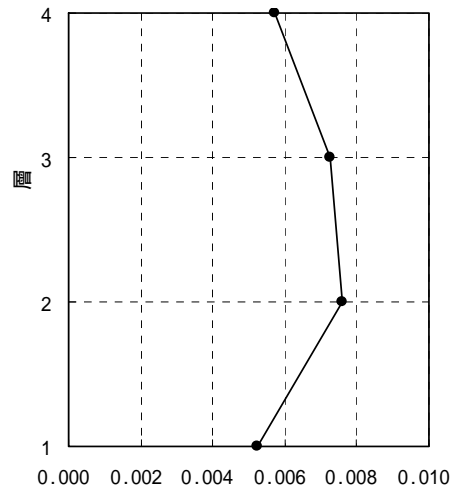


図 5.4.2 層間変形角

6) 各階が塑性ひずみとして吸収できるエネルギー量の計算

a) 主架構

応答が 1/100 以内となっており、RC 架構としては十分な変形性能があると考えられる。

b) ダンパー部分

表 5.4.8 より、ダンパーの塑性率は 3 階で最大 9.4 となる。図 5.4.3 に示す塑性率とダンパーの累積塑性変形倍率の保有性能の関係より、この塑性率に対する保有性能は約 2000 程度となり、エネルギー法による計算結果では累積塑性変形倍率が最大 133.5 であることから、ダンパーのエネルギー吸収能力としては十分に余裕の範囲内であると言える。

表 5.4.8 ダンパー塑性率

階	Q _d (kN)	d _y (m)	X方向							d	μ'-1
			Q _{d_{ui}} /Q _{ui}	E _{s_{di}} *Q _{d_{ui}} /Q _{ui} (kN・m)	E _{s_{dpi}} (kN・m)	*E _{s_{dpi}} (kN・m)	E _{s_{di}} (kN・m)	d _i	μ'-1		
4	0	0.0000	0.000	0.0	0	0.0	0.0	0.0	-	-	-
3	4122	0.0028	0.283	43.3	2887	0.0	2930.5	127.2	8.1	0.88	9.3
2	8244	0.0025	0.417	68.9	5538	0.0	5606.9	133.5	9.4	0.96	9.8
1	10540	0.0026	0.428	42.8	4014	0.0	4056.3	74.5	6.2	1.00	6.2

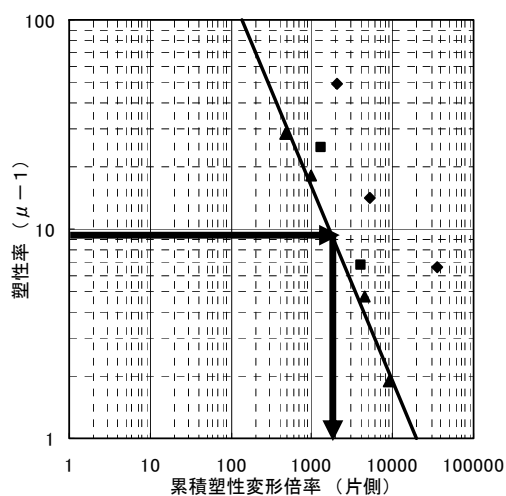


図 5.4.3 ダンパーの保有性能

c) ダンパーの降伏部のひずみおよび耐力上昇率の確認

本設計では、ブレース耐力上昇率としては、1.4 倍程度を想定している。エネルギー法での計算結果と図 5.4.4 の既往の実験結果に基づけば、表 5.4.9 に示すように、本設計でのブレースの耐力上昇はほぼ 1.4 倍程度となっている。ブレース耐力は取り付く梁のねじれ耐力により決定されており、ねじれ耐力の算定上無視しているスラブの効果等を考慮すれば、ブレースの降伏耐力は十分発揮可能と考えられる。

表 5.4.9 ダンパー耐力上昇

階	スパン mm	階高 mm	ブレス変位		ブレス降伏部外				ブレス降伏部				耐力 上昇率
			水平変位 max mm	軸変形 mm	軸剛性 KN/mm	軸変形 mm	長さmm	軸ひずみ	軸剛性 KN/mm	軸変形 mm	長さ mm	軸ひずみ	
4	3200	3500	20.0	13.5	2072.78	1.2	3168	0.04%	208.53	12.3	1574	0.78%	1.34
3	3200	3500	25.4	17.1	2072.78	1.6	3168	0.05%	208.53	15.6	1574	0.99%	1.40
2	3200	3500	26.6	17.9	2072.78	1.6	3168	0.05%	208.53	16.3	1574	1.04%	1.41
1	3200	3550	18.6	12.4	2613.90	1.1	3195	0.04%	263.50	11.3	1585	0.71%	1.32

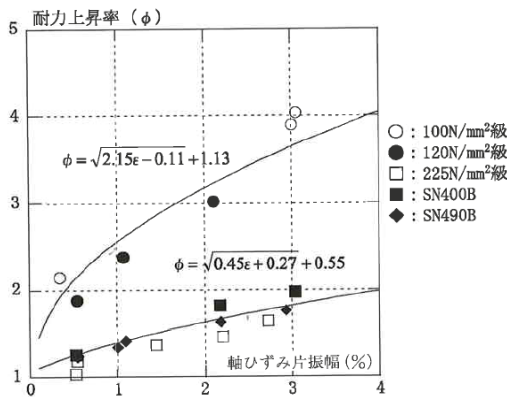


図 5.4.4 鋼材の耐力上昇率と軸ひずみ振幅との関係

(BCJ「エネルギーの釣合いに基づく耐震計算法の技術基準解説及び計算例とその解説」より転載)

5.5 地震応答解析による検討

5.5.1 応答解析用地震波

解析モデルは等価せん断型モデルとする。各層の各要素の復元力特性は、エネルギー法で設定した復元力特性を用いた。図 5.5.1 にモデル概念図を示す。表 5.5.1 に入力地震動の一覧を示す。

表 5.5.1 地震波一覧

地震波	略称	最大加速度 [cm/s ²]
EL CENTRO 1940NS	ELNS	511
HACHINOHE 1968EW	HAEW	255
JMA KOBE NS	KONS	470
模擬波(乱数位相)	ART-RAND	492
模擬波(八戸EW位相)	ART-HAEW	590
模擬波(神戸NS位相)	ART-KONS	499

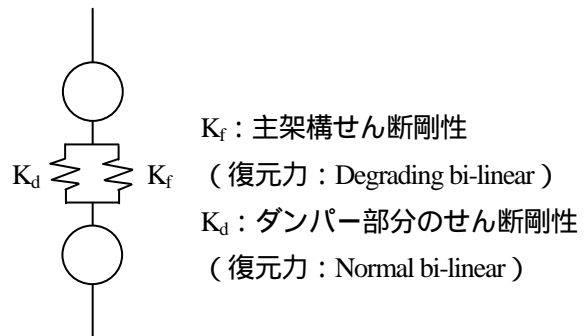


図 5.5.1 振動解析モデル概念図

5.5.2 補強後の建物の地震応答解析結果

解析結果を図 5.5.2 に示す。エネルギー法による層間変形は最大 1/132 であり、地震応答解析の各波からすると、平均的な評価となっている。参考として、表 5.5.2 に、地震応答解析の V_d とエネルギー法計算の V_s の比較一覧を示す。

表 5.5.2 より、エネルギー法の V_s に対する既往波の V_d は、ELNS と KONS が大きく HAEW が小さい事と

なっており、この大小関係が図 5.5-2 の最大層間変形角の関係にも現れている。

一方 ART-RAND と ART-HAEW については、 V_d は大きいものの層間変形角はエネルギー法の結果に近くなっている。これらの継続時間がやや長い地震波では入力エネルギーが大きくなるため、 V_d の値と最大層間変形角の傾向が他の地震波と異なっているものと考えられる。

表 5.5.2 V_s と V_d の比較

入力地震動	損傷に寄与するエネルギーの速度換算値 V_d (cm/s)	エネルギー法の計算の V_s
ELNS	135	117
HAEW	81	
KONS	124	
ART-RAND	151	
ART-HAEW	158	
ART-KONS	117	

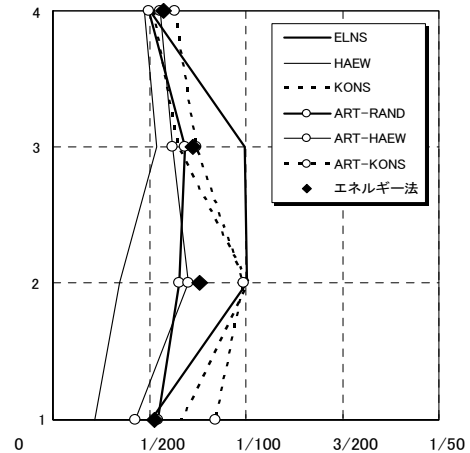


図 5.5.2 層間変形角の比較

5.6 換算 I_s 値の計算

3章で示された履歴型ダンパーで補強された建物の換算 I_s 値の計算方法に従って、本建物の補強後の換算 I_s 値を計算する。この計算方法はエネルギー法の計算で用いた値等を使って計算することが可能であり、各層毎に想定される限界変形までの吸収エネルギーを等価な弾性エネルギーに置換して I_s 値を評価する。この等価な弾性エネルギーを、その層に入力されるエネルギーに対して相対的に評価することによって I_s 値が計算される。詳細は3章に記載されており、本節では当該建物に対して適用し計算した結果を示す。

5.6.1 換算 I_s 値算定式

換算 I_s 値の算定を以下に示す。

$${}_s I_{s,i}^{CON} = \frac{2\sqrt{2}\pi}{\gamma_i \cdot T_d \cdot g\sqrt{M}} \sqrt{\frac{E_{D,i}}{\sum_{j=1}^N S_j}} \quad (5.6.1)$$

$${}_c I_{s,i}^{CON} = \frac{2\sqrt{2}\pi}{\gamma_i \cdot T_d \cdot g\sqrt{M}} \sqrt{\frac{E_{D,i}}{\sum_{j=1}^N S_j (p_j \cdot p_{ij})^{-n}}} \quad (5.6.2)$$

$$I_{s,i}^{CON} = \min({}_s I_{s,i}^{CON}, {}_c I_{s,i}^{CON}) \quad (5.6.3)$$

ここで、 M は総質量、 γ_i は多質点系の補正係数、 T_d は損傷限界時割線剛性による固有周期、 E_{D_i} は層の保有吸収エネルギー（詳細は3章）、 S_i は各階の必要エネルギー吸収量の比を表す基準値、 P_i は各階の保有水平層せん断力係数の A_i 分布とのずれを表す数値、 P_{ii} は各階の偏心率 R_e による保有水平層せん断力係数の低減係数、 n は損傷集中指数

損傷集中を考慮した(5.6.2)式で換算 I_s 値を算定する場合、損傷が集中する層の I_s 値は適切に評価されるが、損傷が集中しない層の I_s 値は大きく算定されてしまう。そこで、損傷集中を考慮しない(5.6.1)式と損傷集中を考慮する(5.6.2)式でそれぞれ算定された各層の I_s 値の最小値を、その層の換算 I_s 値として定義する。

5.6.2 架構の復元力特性

換算 I_s 値の計算に必要な本補強建物の主架構とダンパー部分の復元力特性及び想定した各層の許容限界変形を表 5.6.1 に示す。本建物では、補強後の建物各層の許容限界変形を 1/100 にしている。

表 5.6.1 主架構とダンパー部分の復元力特性と許容限界変形

階	層	フレーム			ダンパー		
	$R_{\max,i}$ [rad.]	$\delta_{f\max,i}$ [mm]	Q_{fui} [kN]	δ_{fui} [mm]	$\delta_{d\max,i}$ [mm]	Q_{dui} [kN]	δ_{dui} [mm]
4	1/100	35.0	8267	16.9	35.0	-	-
3	1/100	35.0	10422	22.8	35.0	4122	2.8
2	1/100	35.0	11505	24.5	35.0	8244	2.5
1	1/100	35.5	14077	17.6	35.5	10540	2.6

5.6.3 I_s 値換算のための保有吸収エネルギー E_{D_i} の調整係数 a_{E_i}

下式で計算される主架構とダンパーの I_s 値換算のための保有吸収エネルギー E_{D_i} の調整係数 a_{E_i} の算定結果を表 5.6.2 に示す。 μ_i は塑性率（許容変位/降伏変位）である。

$${}_f a_{Ei} = \frac{2\mu_i - 1}{8\mu_i - 7} \varphi^2 \quad (5.6.4)$$

$${}_d a_{Ei} = \begin{cases} {}_f a_{Ei} & ({}_f a_{Ei} \leq 0.5) \\ 0.5 & ({}_f a_{Ei} > 0.5) \end{cases} \quad (5.6.5)$$

表5.6.2 I_s 値換算のための調整係数

階	δ_{fui} [mm]	$\delta_{f\max,i}$ [mm]	μ_i	Φ	${}_f a_{E,i}$	${}_d a_{E,i}$
4	16.9	35.0	2.07	1.21	0.48	0.48
3	22.8	35.0	1.54	1.24	0.60	0.50
2	24.5	35.0	1.43	1.24	0.65	0.50
1	17.6	35.5	2.02	1.21	0.49	0.49

5.6.4 各層の保有吸収エネルギー E_{D_i} の算定

主架構とダンパー部分が許容限界変形までに吸収できるエネルギーを各層毎に計算した結果を表 5.6.3 に示す。

表 5.6.3 各層の許容限界変形までに吸収できるエネルギー

階	W_{fi} [kN・m]	E_{sfi} [kN・m]	W_{dei} [kN・m]	W_{dpi} [kN・m]	E_{sdi} [kN・m]	${}^fE_{D,i}$ [kN・m]	${}^dE_{D,i}$ [kN・m]	$E_{D,i}$ [kN・m]
4	69.9	598.6	—	—	—	668.4	—	320.4
3	118.8	508.6	5.8	824.6	201.1	627.4	1032	892.9
2	140.9	483.2	10.5	1810	346.2	624.1	2166	1489
1	123.9	1007.9	13.6	1583	754.7	1132	2351	1697

5.6.5 多質点系の補正係数 γ_i の算定

多質点系の補正係数 γ_i の算定結果を表 5.6.4 に示す。

表 5.6.4 多質点系の補正係数 γ_i

階	p_i	$p_i/\text{ave}(p_i)$	γ_i
4	0.822	0.901	1.10
3	0.891	0.976	1.10
2	0.937	1.027	1.10
1	1.000	1.096	1.10
ave	0.913		

5.6.6 換算 I_s 値の算定

エネルギー法から計算される基準状態の損傷分布則 $\frac{S_j(P_j \cdot P_{ij})^{-n}}{\sum_{j=1}^N S_j(P_j \cdot P_{ij})^{-n}}$ の値等を用いて式(5.6.1)～

(5.6.3)によって、各層の換算 I_s 値を計算し、その算定結果を表 5.6.5 に示す。最小の値は第 4 層の 0.89 である。

表 5.6.5 補強建物の各層の換算 I_s 値

階	γ_i	$E_{D,i}$ [kN・m]	$s_i/\sum s_i$	損傷分布則	$I_{s,i}^{\text{CON}}$	$c I_{s,i}^{\text{CON}}$	$I_{s,i}^{\text{CON}}$
4	1.10	320.4	0.129	0.200	1.11	0.89	0.89
3	1.10	892.9	0.260	0.293	1.30	1.23	1.23
2	1.10	1489	0.342	0.315	1.47	1.53	1.47
1	1.10	1697	0.269	0.192	1.76	2.09	1.76

参考文献

- 5.1) 学校施設の耐震補強マニュアル RC造学校校舎編 2003年改訂版、文部科学省、2003.7
- 5.2) 箕輪田翔、住岡良紀、長谷川隆、森田高市、向井智久、石井匠、佐藤大樹、北村春幸：外付け制振補強された既存 RC 造建物の耐震補強設計手法に関する研究 その 1 取付部の実験概要、日本建築学会大会学術講演梗概集 B-2、pp651～pp652、2008.9
- 5.3) 住岡良紀、箕輪田翔、長谷川隆、森田高市、向井智久、石井匠、佐藤大樹、北村春幸：外付け制振補強された既存 RC 造建物の耐震補強設計手法に関する研究 その 2 取付部の破壊モードとその耐力算定式について、日本建築学会大会学術講演梗概集 B-2、pp653～pp654、2008.9

第6章 RC造集合住宅の補強設計例と計算（計算例3）

本設計事例では、1981年以前の旧基準で設計されているRC造集合住宅を対象にして、ダンパーによる耐震補強の効果と検証方法の検討を行う。ここでは、履歴型ダンパー等による補強を行い、補強後の性能として、既存フレームの各部位がほとんど塑性化しないような性能を目指す。ここでは、このRC造集合住宅建物を対象にして、エネルギー法によって、主架構がほぼ弾性となるようにブレース型ダンパーによる補強設計を行う。補強された建物について、エネルギー法による計算結果と地震応答解析を比較し、エネルギー法の適用性を検証する。

6.1 建物概要

6.1.1 平面図、軸組図及び部材断面

検討対象として選定した建物^{6.1)}は、鉄筋コンクリート構造5階建ての昭和49年に建設された中層住宅であり旧基準の設計である。その建物概要を表6.1.1に示す。この建物の補強前の I_s 値を、「既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説」の3次診断法によって計算した結果、X方向では、1階～4階が0.38～0.48、Y方向では1階ピロティ階が0.45となり、これらの部分で補強が必要であることがわかった。

図6.1.1、図6.1.2に対象とする建物の平面図、軸組図を示す。基準階の平面形状は整形で立面方向にも均質な架構構成となっているが、1階が駐車場となっているのでピロティ形式となっている2階以上の架構では、X方向は、たれ壁、そで壁があり短柱状態となっている。Y方向は戸境壁が全て耐力壁となっている。建物妻側に、屋外階段屋があるが、本検討ではそれらの剛性および耐力は無視した。柱及び梁部材断面を、表6.1.2、表6.1.3に示す。

表 6.1.1 建物概要

建物名称	
所在地	東京23区
用途	共同住宅
構造種別	鉄筋コンクリート造
延床面積	832 m ²
建築面積	172.2 m ²
階数	地上5階、塔屋-
高さ	軒高14.0m、最高高さ14.7m
標準階高	2.6m

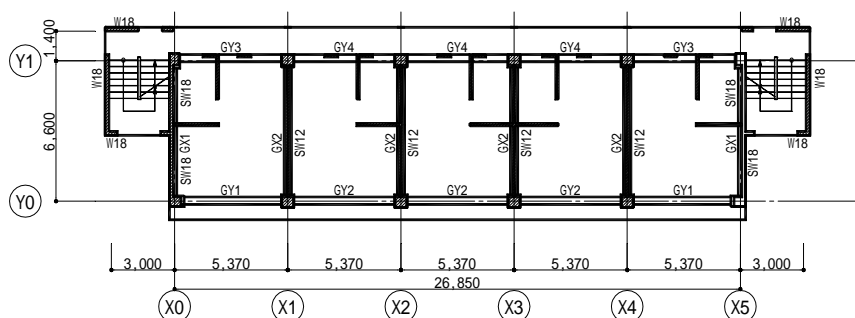


図 6.1.1 一般階伏図

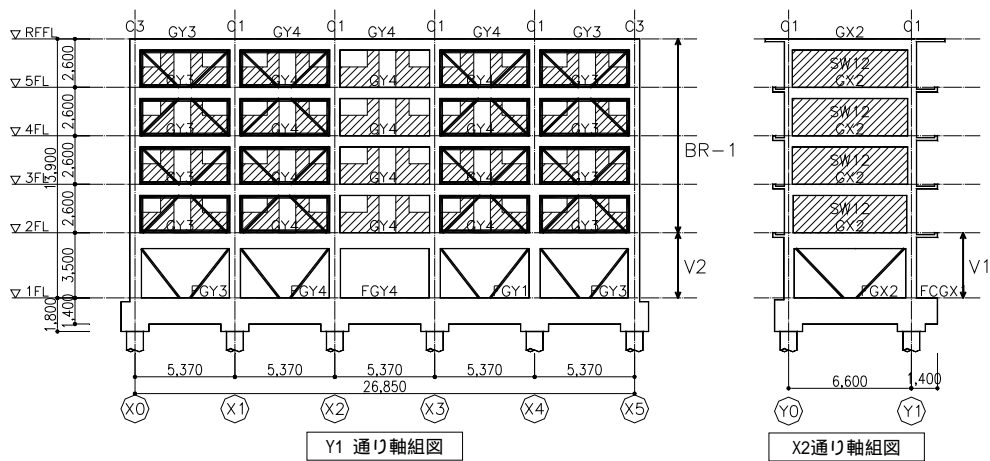
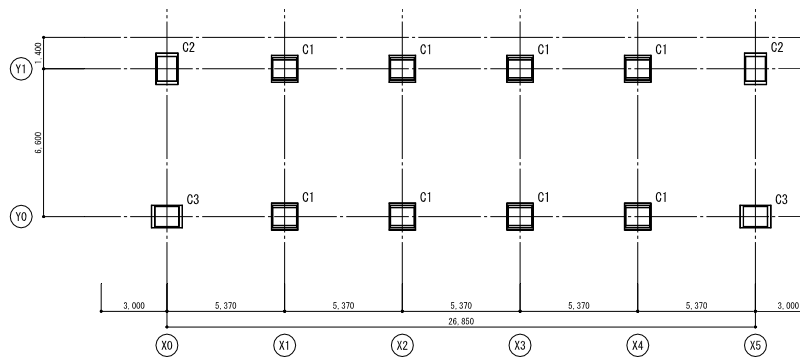


図 6.1.2 軸組図

表 6.1.2 柱断面

階		C1	C2	C3		共通事項
05 階 03 階	断面					<p>特記なき限り下記による。 1.</p>
	B × D	550 × 400	450 × 550	550 × 450		
	Y方向鉄骨	-	-	-		
	X方向鉄骨	-	-	-		
	主筋	6- D22	8- D22	8- D22		
	フープ	9- □ - φ100	9- □ - φ100	9- □ - φ100		
02 階	断面					
	B × D	550 × 500				
	Y方向鉄骨	-				
	X方向鉄骨	-				
	主筋	10- D25				
	フープ	9- □ - φ100				
01 階	断面					
	B × D	600 × 600	500 × 700	700 × 500		
	Y方向鉄骨	-	-	-		
	X方向鉄骨	-	-	-		
	主筋	10- D25	10- D22	10- D22		
	フープ	9- □ - φ100	9- □ - φ100	9- □ - φ100		



柱符号図

表 6.1.3 梁断面

大梁断面表-1 S=1/30									
階		GX1		GX2		GX3	GY1		
RF	位置	端部	中央	端部	中央	全断面	端部	中央	
	断面								
	B x D	300 x 600		300 x 600		200 x 600	300 x 600		
	上端筋	一段筋	4- D19	2- D19	3- D16	2- D16	2- D13	4- D16	2- D16
		二段筋	-	-	-	-	2- D13	-	-
	下端筋	二段筋	-	-	-	-	-	-	-
		一段筋	2- D19	3- D19	2- D16	4- D16	2- D13	2- D16	3- D16
	スターラップ		9- □ - @200		9- □ - @200		9- □ - @200	9- □ - @200	
	腰筋		2- D13		2- D13		2- D13	2- D13	
	備考								
5	位置	端部	中央	端部	中央		端部	中央	
	断面								
	B x D	300 x 600		300 x 600			300 x 600		
	上端筋	一段筋	4- D22	2- D22	4- D19	2- D19		4- D19	2- D19
		二段筋	-	-	-	-		-	-
	下端筋	二段筋	-	-	-	-		-	-
		一段筋	3- D22	3- D22	2- D19	3- D19		2- D19	3- D19
	スターラップ		9- □ - @200		9- □ - @200			9- □ - @200	
	腰筋		2- D13		2- D13			2- D13	
	備考								
4	位置	同上		端部	中央		端部	中央	
	断面	同上							
	B x D	同上		300 x 600			300 x 600		
	上端筋	一段筋			4- D22	2- D22		3- D22	2- D22
		二段筋			-	-		2- D22	-
	下端筋	二段筋			-	-		-	-
		一段筋			3- D22	3- D22		2- D22	3- D22
	スターラップ				9- □ - @200			9- □ - @200	
	腰筋				2- D13			2- D13	
	備考								
3	位置	端部	中央	端部	中央	全断面	端部	中央	
	断面								
	B x D	350 x 600		350 x 600		200 x 600	350 x 600		
	上端筋	一段筋	3- D22	2- D22	4- D22	3- D22	2- D13	4- D22	3- D22
		二段筋	2- D22	-	2- D22	-	2- D13	2- D22	-
	下端筋	二段筋	-	-	-	-	-	-	-
		一段筋	4- D22	3- D22	4- D22	3- D22	2- D13	4- D22	3- D22
	スターラップ		9- □ - @175		9- □ - @175		9- □ - @150	9- □ - @175	
	腰筋		2- D13		2- D13		2- D13	2- D13	
	備考								
2	位置	端部	中央	端部	中央	全断面	端部	中央	
	断面								
	B x D	350 x 850		350 x 850		200 x 600	350 x 850		
	上端筋	一段筋	3- D25	3- D25	4- D25	3- D25	2- D13	3- D25	2- D25
		二段筋	2- D25	-	2- D25	-	2- D13	2- D25	-
	下端筋	二段筋	-	-	2- D25	-	-	-	-
		一段筋	4- D25	3- D25	3- D25	3- D25	2- D13	4- D25	3- D25
	スターラップ		9- □ - @100		9- □ - @120		9- □ - @100	9- □ - @175	
	腰筋		2- D13		2- D13		2- D13	2- D13	
	備考								

ダンパーは、表 6.1.4 及び図 6.1.3 に示すような外側の補強鋼管に内側の軸力管を内蔵したタイプで、全体座屈の拘束により、軸力管が圧縮時でも地震エネルギーを安定して吸収するものとする。軸力管有効細長比 ($\lambda_e=0$) として扱い、圧縮耐力=引張耐力とする。本検討における、ダンパーの設計要求性能としては、最大軸ひずみ 1.00%、保有累積塑性変形倍率()200 である。接合部は低降伏点鋼の耐力上昇を考慮しても十分な耐力を有するものとする。

補強ブレースは、表 6.1.5 に示す断面を有する H 鋼(SS400)を用いる。

表 6.1.4 ダンパー断面リスト

名称	軸断面積 (mm ²)	芯鉄骨材質
V1	4400	LY100 (F=80N/mm ²)
V2	4800	LY100 (F=80N/mm ²)

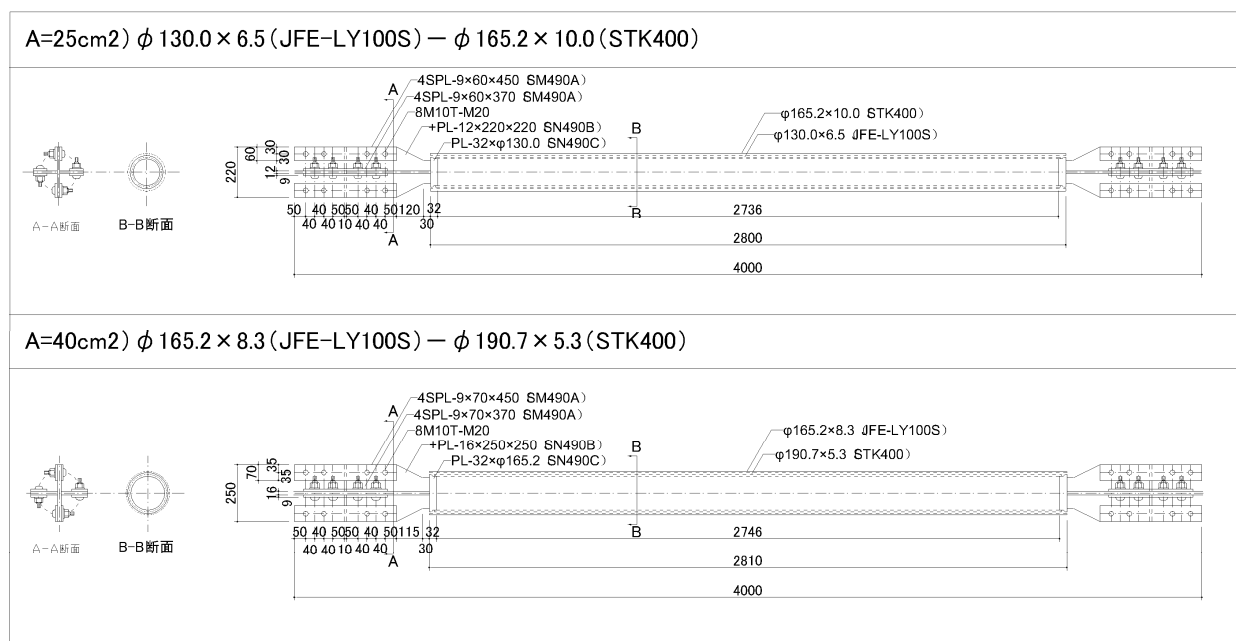


図 6.1.3 ダンパー断面詳細 (例示)

表 6.1.5 補強ブレース断面リスト

名称	軸断面積 (mm ²)	鉄骨断面、材質
BR-1	3800	200 x 150 x 6 x 9 (SS400)

6.1.2 材料

表 6.1.6 ~ 表 6.1.11 に柱、梁等の材料の特性等を示す。

表 6.1.6 許容応力度（鉄筋）

単位（N/mm²）

材 料	基 準 強 度	長 期		短 期	
		圧縮、引張	せん断補強	圧縮、引張	せん断補強
SD295A	F=295	195	195	295	295

表 6.1.7 許容応力度（コンクリート）

単位（N/mm²）

基準 強 度	長 期				短 期			
	圧縮	せん断	付着		圧縮	せん断	付着	
			上端筋	その他			上端筋	その他
21	7.0	0.7	1.4	2.1	14	1.05	2.1	3.15

表 6.1.8 許容応力度（鉄骨）

単位（N/mm²）

材 料	基 準 強 度	長 期		短 期	
		圧縮、引張	せん断補強	圧縮、引張	せん断補強
SS400	F=235	F/1.5	F/ 3/1.5	F	F/ 3
LY100	F=80	F	F / 3/1.5	F	F/ 3

表 6.1.9 材料強度（鉄筋） 単位（N/mm²）

材 料	基 準 強 度	材 料 強 度	
		圧縮、引張	せん断補強
SD295A	F=295	295	295

表 6.1.10 材料強度（コンクリート） 単位（N/mm²）

基 準 強 度	材 料 強 度		
	圧縮	引張、せん断	付着
21	21	2.1	2.1

表 6.1.11 材料強度（鉄骨） 単位（N/mm²）

材 料	基 準 強 度	材 料 強 度	
		圧縮、引張	せん断補強
SS400	F=235	1.1×F	1.1×F/ 3
LY100	F=80	1.1×F	1.1×F/ 3

6.2 補強方針、設計目標

梁間(Y)方向はピロティ形式の架構であるため、1階のみダンパーを配置して、大部分の地震エネルギーを吸収させる計画とした。桁行(X)方向は、2階以上にブレースを配置して強度型の補強とし、極めて稀に発生する地震動レベルでも弾性状態を保つようにし、梁間(Y)方向同様、1階のみダンパーを配置して大部分の地震エネルギーを1階のダンパーで吸収させる計画とした。ダンパーは座屈拘束ブレースとし、図6.1.2に示すようにV字状に配置する。

耐震設計目標を以下に示す。

- ・ 補強後の建物にて、大地震時のダンパーの部材としての損傷が平均累積塑性変形倍率($\bar{\eta}$)で200以下
- ・ 柱、梁、耐震壁は弾性
- ・ 補強後の骨組の各層の最大層間変形角が1/200以下

6.3 建物のモデル化

応力解析は剛性マトリックス法(直接剛性法)により立体骨組として解析を行った。仮定条件は下記に示す通りである。

1. 床はその面内で回転を許した剛床とする。
2. 部材の曲げ剛域は考慮する。
3. パネルゾーンは考慮しない。
4. はりは、曲げ、せん断変形を考慮する(個材のねじれは無視する。)
5. はりの剛性にはスラブの合成効果を考慮する。
6. はりの軸方向変位、フレーム面外への変位は無視する。
7. 柱は、曲げ、せん断、軸方向の変位を考慮する。
8. 静的荷重増分解析における柱、はり、材端剛塑性バネモデルとする。
9. そで壁・たれ壁については梁の剛性および耐力へ考慮する。
10. 耐力壁は、図6.3.1のとおり、曲げモーメント・せん断力および軸力を共に負担する鉛直材と、上下に取り付く剛な水平材に置換する。この時、壁に取り付く柱材は面内方向に対して材端ピン支持とする。
11. ダンパーの長期軸力は0とする。

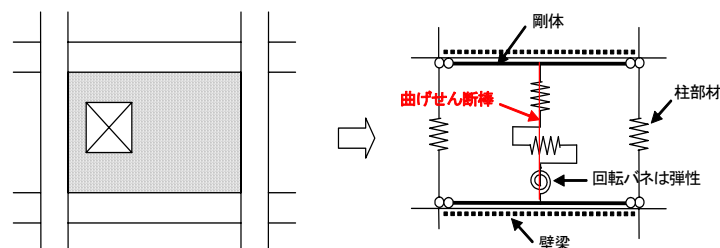


図 6.3.1 耐震壁モデル化

6.4 補強後の建物のエネルギー法による計算

6.4.1 損傷限界時の固有周期 T_d の計算

基準法の規定に基づいて算出した固有周期 (0.03h=0.28 秒) によって計算される A_i 分布で、ダンパー補強後の骨組(ダンパーモデル)の増分解析を行ない、主架構が損傷限界に達した時(主架構の柱または梁部材が最初に許容応力度に達した時)の各階の層せん断力と層間変形および割線剛性を求める。それらを表 6.4.1 に示し、増分解析結果を図 6.4.1 に示す。損傷限界時の割線剛性による固有値解析の結果、固有周期は X 方向が 0.305 秒、Y 方向は 0.259 秒である。エネルギー法の計算に用いる損傷限界時の固有周期 T_d は、X 方向が 0.305 秒、Y 方向は 0.259 秒となる。

参考として、補強前の骨組(元モデル)の固有周期及び補強後の骨組(ダンパーモデル)の各層の初期剛性による固有周期と、上記の損傷限界時の割線剛性によって計算した固有周期を比較して、表 6.4.2 示す。

表 6.4.1 損傷限界時の各層せん断力と変形

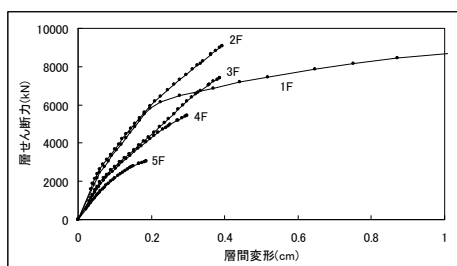
(X 方向)

階	Q_i (kN)	i (mm)	K_i (kN/mm)
5	3062	1.9	1655
4	5445	3.0	1833
3	7415	3.9	1921
2	9081	3.9	2317
1	4323	8.8	489

(Y 方向)

階	Q_i (kN)	i (mm)	K_i (kN/mm)
5	2663	1.4	1902
4	4736	1.5	3179
3	6450	1.5	4329
2	7898	1.4	5682
1	4200	7.7	546

(X 方向)



(Y 方向)

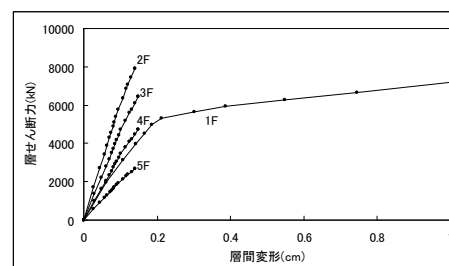


図 6.4.1 各層の Q - 関係

表 6.4.2 固有周期

		補強前	補強後(初期剛性)	補強後(割線剛性)
T(sec)	X方向	0.236	0.184	0.305
T(sec)	Y方向	0.213	0.181	0.259

6.4.2 主架構およびダンパーの復元力特性のモデル化

第 2 章で示された方法で、静的増分解析による主架構・ダンパーの Q - のバイリニアへの置換を行う。その結果得られた、各層の主架構およびダンパーの復元力特性の結果を表 6.4.3 に示す。また、図 6.4.2 に X 方向について、モデル化により得られた各層の Q 関係を示す。

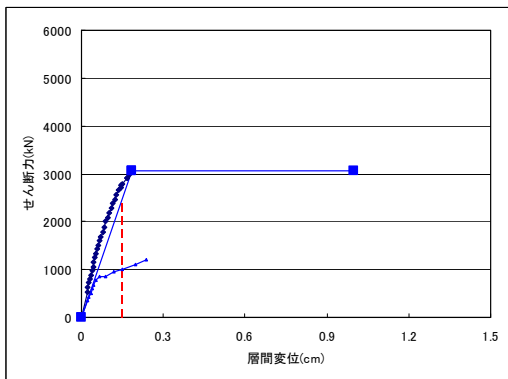
表 6.4.3 主架構とダンパー部分の復元力特性

(X方向)

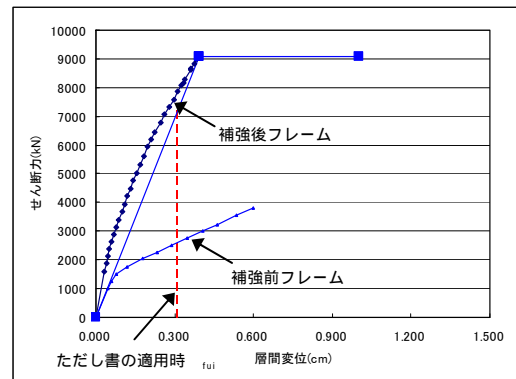
	階	K_{fi} (kN/mm)	Q_{fui} (kN)	f_{ui} (mm)	K_{di} (kN/cm)	Q_{dui} (kN)	d_{ui} (cm)
X 方 向	5	1655	3062	1.9	-	-	-
	4	1833	5445	3.0	-	-	-
	3	1921	7415	3.9	-	-	-
	2	2317	9081	3.9	-	-	-
	1	489	4323	8.8	18182	4000	0.22

(Y方向)

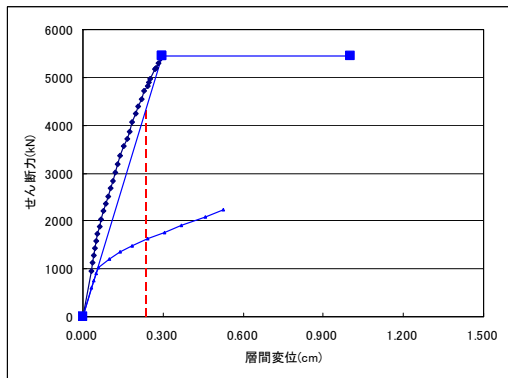
	階	K_{fi} (kN/mm)	Q_{fui} (kN)	f_{ui} (mm)	K_{di} (kN/cm)	Q_{dui} (kN)	d_{ui} (cm)
Y 方 向	5	1902	2663	1.4	-	-	-
	4	3179	4736	1.5	-	-	-
	3	4329	6450	1.5	-	-	-
	2	5682	7898	1.4	-	-	-
	1	546	4200	7.7	21053	4000	0.19



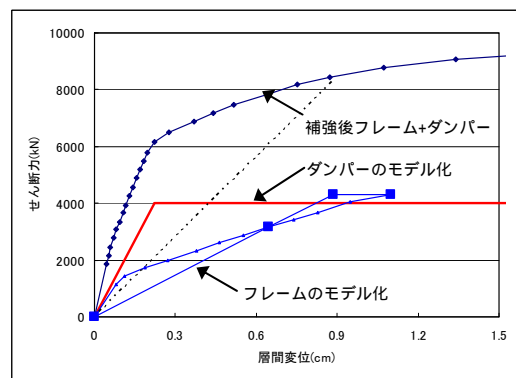
5層



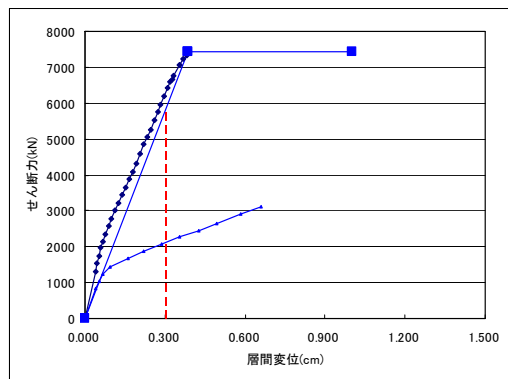
2層



4層



1層



3層

図 6.4.2 X方向のバイリニアへのモデル化

6.4.3 極めて稀に発生する地震に対する検証

(1) 建築物に作用するエネルギー量 E_s

本検討では、最弱層が δ_{fui} に達した時の弾塑性エネルギーによって W_e を計算する。計算結果を表 6.4.4 に示す。建築物に作用するエネルギー量 E_s は、表 6.4.5 に基づいて、下式で計算される値である。

$$E_s = \frac{1}{2} M \cdot V_s^2 - W_e \quad (6.4.1)$$

表 6.4.4 W_e の計算

(X 方向)

階	Q_{fui} (kN)	f_{ui} (mm)	Q_{dui} (kN)	d_{ui} (mm)	i (mm)	n_i	W_{fi} (kN・m)	W_{dei} (kN・m)	W_{dpi} (kN・m)	W_{ei} (kN・m)
5	3062	1.9	-	-	1.5	5	1.8	0.0	0.0	1.8
4	5445	3.0	-	-	2.4	5	5.2	0.0	0.0	5.2
3	7415	3.9	-	-	3.1	5	9.1	0.0	0.0	9.1
2	9081	3.9	-	-	3.1	5	11.2	0.0	0.0	11.2
1	4323	8.8	4000	2.2	8.8	5	19.1	4.4	265.6	289.1
							46.4	4.4	265.6	316.4

(Y 方向)

階	Q_{fui} (kN)	f_{ui} (mm)	Q_{dui} (kN)	d_{ui} (mm)	i (mm)	n_i	W_{fi} (kN・m)	W_{dei} (kN・m)	W_{dpi} (kN・m)	W_{ei} (kN・m)
5	2663	1.4	-	-	1.2	5	1.4	0.0	0.0	1.4
4	4736	1.5	-	-	1.3	5	2.8	0.0	0.0	2.8
3	6450	1.5	-	-	1.3	5	3.8	0.0	0.0	3.8
2	7898	1.4	-	-	1.2	5	4.4	0.0	0.0	4.4
1	4200	7.7	4000	1.9	7.7	5	16.1	3.8	231.6	251.5
							28.5	3.8	231.6	263.9

表 6.4.5 建物に作用するエネルギー量 E_s

諸元	X方向	Y方向
構造形式に応じた周期の倍率	1.4	1.4
損傷限界時固有周期に倍率を乗じた有効周期	0.427	0.363
最大のVsを算出する周期	T_s (sec)	0.427
地盤増幅率(精算法)	G_s	1.500
周期調整係数	r	0.90
総質量	M (t)	1412
作用するエネルギー量の速度換算値	V_s (m/s)	0.734
	$MV_s^2/2$ (kN・m)	380
損傷限界時までに主架構が吸収できるエネルギー量	W_f (kN・m)	51
損傷限界時までにダンパーが吸収できるエネルギー量	W_d (kN・m)	265
損傷限界時までに建築物が吸収できるエネルギー量	W_e (kN・m)	316
建築物の必要エネルギー吸収量	E_s (kN・m)	64
		11

(2) 各階が塑性ひずみとして入力するエネルギー量

上記の E_s を各階に分配し、各階が塑性ひずみとして入力するエネルギー量 E_{Si} を求める。表

6.4.6 に計算結果を示す。

表 6.4.6 各階の塑性ひずみとして入力するエネルギー量 E_s

(X 方向)

階	s_i	p_i	p_{ti}	$s_i(p_i p_{ti})^{-n}$	E_{si}	E_{si}/E_{s1}
5	0.06	1.16	1.00	0.02	0.96	0.02
4	0.15	1.19	1.00	0.04	2.09	0.03
3	0.26	1.22	1.00	0.06	3.03	0.05
2	0.32	1.24	1.00	0.06	3.11	0.05
1	1.00	1.00	1.00	1.00	54.74	0.86

(Y 方向)

階	s_i	p_i	p_{ti}	$s_i(p_i p_{ti})^{-n}$	E_{si}	E_{si}/E_{s1}
5	0.05	1.06	1.00	0.03	0.30	0.03
4	0.10	1.08	1.00	0.05	0.48	0.04
3	0.13	1.09	1.00	0.06	0.58	0.05
2	0.14	1.10	1.00	0.07	0.59	0.05
1	1.00	1.00	1.00	1.00	9.01	0.82

(3) 主架構の必要累積塑性変形倍率 $\bar{\eta}_{fi}$

主架構の必要累積塑性変形倍率 $\bar{\eta}_{fi}$ を下式で計算する。計算結果を表 6.4.7 に示す。

$$\bar{\eta}_{fi} = \frac{E_{Sfi}}{2Q_{fui} \cdot \delta_{fui}} \quad (6.4.2)$$

$$\text{ここで、 } E_{Sfi} = E_{Si} \frac{Q_{fui}}{Q_{ui}} = E_{Si} \frac{Q_{fui}}{Q_{fui} + Q_{dui}} \quad (6.4.3)$$

表 6.4.7 主架構の必要累積塑性変形倍率

(X 方向)

階	E_{si}	$Q_{fui}/(Q_{fui}+Q_{dui})$	E_{sfi}	f_i
5	0.96	1.00	0.96	0.08
4	2.09	1.00	2.09	0.06
3	3.03	1.00	3.03	0.05
2	3.11	1.00	3.11	0.04
1	54.74	0.52	28.43	0.37

(Y 方向)

階	E_{si}	$Q_{fui}/(Q_{fui}+Q_{dui})$	E_{sfi}	f_i
5	0.30	1.00	0.30	0.04
4	0.48	1.00	0.48	0.03
3	0.58	1.00	0.58	0.03
2	0.59	1.00	0.59	0.03
1	9.01	0.51	4.62	0.07

(4) ダンパー部分の必要累積塑性変形倍率 $\bar{\eta}_{di}$

ダンパー部分の必要エネルギー吸収量 E_{Sdi} の算出と必要累積塑性変形倍率 $\bar{\eta}_{di}$ を算出する。

$$E_{Sdi} = E_{Si} \frac{Q_{dui}}{Q_{ui}} + E_{Sdpi} \quad (6.4.4)$$

$$\bar{\eta}_{di} = \frac{E_{Sdi}}{2Q_{dui} \cdot \delta_{dui}} \quad (6.4.5)$$

表 6.4.8 ダンパー部分の必要累積塑性変形倍率

(X 方向)

階	$E_{Si}(Q_{dui}/Q_{ui})$	i (mm)	n_{Si}	E_{Sdpi}	n_{di}	E_{ddpi}	$\cdot E_{ddpi}$	E_{sdi}	d_i
1	26.31	8.8	20	1062.40	10	0.00	0.00	1088.71	61.86

(Y 方向)

階	$E_{Si}(Q_{dui}/Q_{ui})$	i (mm)	n_{Si}	E_{Sdpi}	n_{di}	E_{ddpi}	$\cdot E_{ddpi}$	E_{sdi}	d_i
1	4.40	7.7	20	926.40	10	0.00	0.00	930.80	61.24

(5) 各層の最大層間変形角の算出

下式により、必要累積塑性変形倍率 $\bar{\eta}_i$ より、最大層間変形角を算定する。表中で最大層間変形角として、弾性歪みエネルギー W_e の計算方法により、2種類の計算結果を算出している。エネルギー法告示のただし書きの方法で W_e を計算した場合は、 w_e の値であり、最大値は1/396である。

$$\bar{\eta}_i = \frac{E_{Sfi}}{2Q_{fui} \cdot \delta_{fui}} = \bar{\eta}_{fi} \quad (6.4.6)$$

$$(\mu_i - 1) = \bar{\eta}_i / n \quad (6.4.7)$$

$$\delta_{maxi} = \mu_i \times \delta_{ui} \quad (6.4.8)$$

表 6.4.9 各層の最大層間変形角

(X 方向)

階	f_i	μ_{fi}	μ_{fi}^{maxi} (mm)	μ_{fi}^{maxi}/H_i	w_e (mm)	w_e/H_i
5	0.08	1.04	1.9	1/1348	1.5	1/1748
4	0.06	1.03	3.1	1/848	2.4	1/1095
3	0.05	1.03	4.0	1/656	3.1	1/846
2	0.04	1.02	4.0	1/649	3.1	1/837
1	0.37	1.19	10.5	1/334	8.8	1/396

(Y 方向)

階	f_i	μ_{fi}	μ_{fi}^{maxi} (mm)	μ_{fi}^{maxi}/H_i	w_e (mm)	w_e/H_i
5	0.04	1.02	1.4	1/1820	1.2	1/2114
4	0.03	1.02	1.5	1/1716	1.3	1/1976
3	0.03	1.02	1.5	1/1719	1.3	1/1968
2	0.03	1.01	1.4	1/1846	1.2	1/2101
1	0.07	1.04	8.0	1/439	7.7	1/455

(6) 極めて希に発生する地震に対する安全性の確認

1) 主架構

架構の最大層間変形角が 1/396 以下であり、既存フレームは十分安全な変形の範囲である。

2) ダンパー部分

ダンパーの必要累積塑性変形倍率は、X、Y 方向ともに 62 程度であり、ダンパーの保有値である 200 以下であり、安全であることが確認できる。

6.5. 地震応答解析による検討

6.5.1 解析方法と入力地震動の設定

入力地震動は、観測波は EL Centro NS、Taft EW、Hachinohe NS の 3 波で、50kine の入力速度とし、模擬波は、八戸位相、神戸位相、乱數位相の 3 波とする。表 6.5.1 にそれらの最大加速度等を示す。解析時間は、地震波の継続時間とする。数値積分の時間刻みは 0.002sec とする。応答解析における減衰は、観測波では 0.03、模擬波は 0.05 とし、瞬間剛性比例型とする。

ここで用いた模擬波は、5%減衰での速度応答スペクトルが、エネルギー法告示第 6 で規定されている建築物に作用するエネルギーの速度換算値 (V_s) スペクトルと概ね等しくなるように作成されたものである。模擬波による解析の目的は、エネルギー法による計算の結果と応答解析結果を、エネルギー的な条件が概ね等しい状態で比較することであり、両者の骨組の損傷に寄与する地震エネルギーが等しくなるようにすることが望ましい。そのため、模擬波の地震応答解析では、波形作成の条件である 5%減衰で応答解析を行っている。この考え方は、骨組の損傷に寄与する地震エネルギーの速度換算値が、入力地震動の擬似速度応答スペクトルに概ね等しくなるという既往の研究結果^{6.2),6.3)}に基づくものである。

表 6.5.1 採用地震波一覧

ケース	地震波	極めて希に発生する地震動		希に発生する地震動		計算時間 (秒)
		最大加速度 (m/s ²)	最大速度 (m/s)	最大加速度 (m/s ²)	最大速度 (m/s)	
	EL CENTRO 1940 NS	5.11	0.50	2.55	0.25	54
	TAFT 1952 EW	4.97	0.50	2.48	0.25	54
	HACHINOHE 1968 NS	3.33	0.50	1.67	0.25	51
	模擬波-八戸	4.99	0.91			120
	模擬波-神戸	5.90	0.96			120
	模擬波-乱数	4.92	1.01			120

6.5.2 地震応答解析の結果

上記の 6 波の地震応答解析の結果得られた補強後の建物の最大層間変形角を図 6.5.2 にそれぞれ示す。ここでは、エネルギー法による計算結果とも比較して示している。また、表 6.4.4 の各層の δ_{fui} と δ_i の間の空白部分の弾性歪みエネルギー部分も利用した予測方法^{6.4)}による計算結果(図では応答予測と表示)もあわせて比較している。補強後の応答解析結果とエネルギー法の計算結果を比較すると、エネルギー法よりも応答解析の変形が大きい場合も見られる。これは、表

6.5.2の作用エネルギー量に示すようにエネルギー法で計算したX、Y方向それぞれの作用エネルギー量は380kNmと275kNmであり、実際の応答解析の作用エネルギー量と比較すると、応答解析の方が、かなり大きくなっている場合もある。これにより応答解析の変形が大きくなっていると考えられる。エネルギー法計算の予測は、応答解析結果の傾向を概ね捉えていると言える。

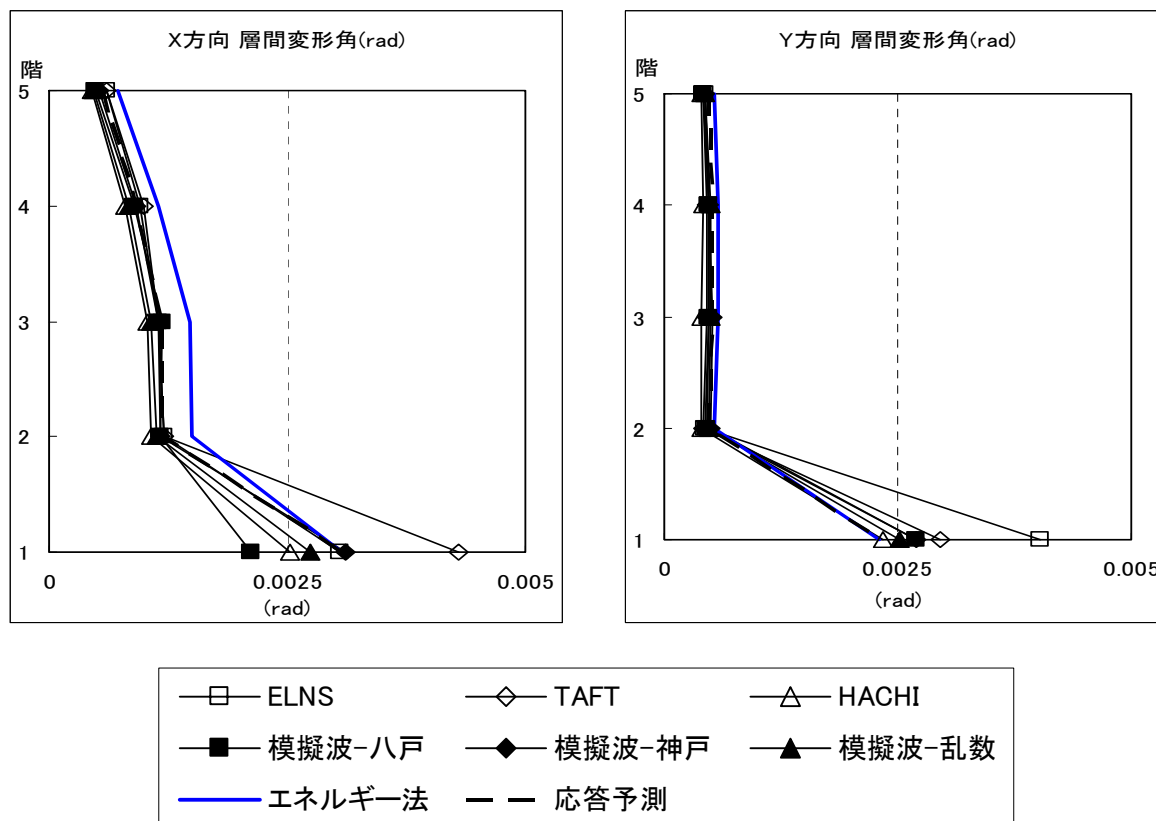


図 6.5.2 補強後建物の応答解析結果

表 6.5.2 作用エネルギー量

入力地震動	最大加速度 m/sec ²	X方向		Y方向	
		E-Wh(max) kN・m	MVs ² /2 kN・m	E-Wh(max) kN・m	MVs ² /2 kN・m
EL CENTRO	5.11	515	380	485	275
TAFT	4.97	772		758	
HACHINOHE	3.33	118		83	
模擬波-八戸	4.99	634		595	
模擬波-神戸	5.9	321		264	
模擬波-乱数	4.92	490		331	

6.6 換算 I_s 値の計算

3章で示された履歴型ダンパーで補強された建物の換算 I_s 値の計算方法に従って、本建物の補強後の換算 I_s 値を計算する。この計算方法はエネルギー法の計算で用いた値等を使って計算することが可能であり、各層毎に想定される限界変形までの吸収エネルギーを等価な弾性エネルギーに置換して I_s 値を評価する。この等価な弾性エネルギーを、その層に入力されるエネルギーに対

して相対的に評価することによって I_s 値が計算される。詳細は 3 章に記載されており、本節では当該建物に対して適用し計算した結果を示す。

6.6.1 換算 I_s 値算定式

換算 I_s 値の算定を以下に示す。

$${}_s I_{s,i}^{CON} = \frac{2\sqrt{2\pi}}{\gamma_i \cdot T_d \cdot g\sqrt{M}} \sqrt{E_{D,i} \frac{S_i}{\sum_{j=1}^N S_j}} \quad (6.6.1)$$

$${}_c I_{s,i}^{CON} = \frac{2\sqrt{2\pi}}{\gamma_i \cdot T_d \cdot g\sqrt{M}} \sqrt{E_{D,i} \frac{S_i (p_i \cdot p_{ti})^{-n}}{\sum_{j=1}^N S_j (p_j \cdot p_{tj})^{-n}}} \quad (6.6.2)$$

$$I_{s,i}^{CON} = \min({}_s I_{s,i}^{CON}, {}_c I_{s,i}^{CON}) \quad (6.6.3)$$

ここで、 M は総質量、 γ_i は多質点系の補正係数、 T_d は損傷限界時割線剛性による固有周期、 $E_{D,i}$ は層の保有吸収エネルギー（詳細は 3 章）、 S_i は各階の必要エネルギー吸収量の比を表す基準値、 P_i は各階の保有水平層せん断力係数の A_i 分布とのずれを表す数値、 P_{ti} は各階の偏心率 R_e による保有水平層せん断力係数の低減係数、 n は損傷集中指数

損傷集中を考慮した(6.6.2)式で換算 I_s 値を算定する場合、損傷が集中する層の I_s 値は適切に評価されるが、損傷が集中しない層の I_s 値は大きく算定されてしまう。そこで、損傷集中を考慮しない(6.6.1)式と損傷集中を考慮する(6.6.2)式でそれぞれ算定された各層の I_s 値の最小値を、その層の換算 I_s 値として定義する。

6.6.2 架構の復元力特性

換算 I_s 値の計算に必要な本補強建物の X, Y 方向の主架構とダンパー部分の復元力特性及び想定した各層の許容限界変形を表 6.6.1 に示す。本建物では、補強後の建物各層の許容限界変形を 1/200 にしている。

表 6.6.1(a) X 方向の主架構とダンパー部分の復元力特性と許容限界変形

階	層	フレーム			ダンパー		
	$R_{\max,i}$ [rad.]	$\delta_{f\max,i}$ [mm]	Q_{fui} [kN]	δ_{fui} [mm]	$\delta_{d\max,i}$ [mm]	Q_{dui} [kN]	δ_{dui} [mm]
5	1/200	13.0	3062	1.9	13.0	-	-
4	1/200	13.0	5445	3.0	13.0	-	-
3	1/200	13.0	7415	3.9	13.0	-	-
2	1/200	13.0	9081	3.9	13.0	-	-
1	1/200	17.5	4323	8.8	17.5	4000	2.2

表 6.6.1 (b) Y 方向の主架構とダンパー部分の復元力特性と許容限界変形

階	フレーム				ダンパー		
	$R_{\max,i}$ [rad.]	$\delta_{f\max,i}$ [mm]	Q_{fui} [kN]	δ_{fui} [mm]	$\delta_{d\max,i}$ [mm]	Q_{dui} [kN]	δ_{dui} [mm]
5	1/200	13.0	2663	1.4	13.0	-	-
4	1/200	13.0	4736	1.5	13.0	-	-
3	1/200	13.0	6450	1.5	13.0	-	-
2	1/200	13.0	7898	1.4	13.0	-	-
1	1/200	17.5	4200	7.7	17.5	4000	1.9

6.6.3 I_s 値換算のための保有吸収エネルギー $E_{D,i}$ の調整係数 $a_{E,i}$

下式で計算される X, Y 方向の主架構とダンパーの I_s 値換算のための保有吸収エネルギー $E_{D,i}$ の調整係数 $a_{E,i}$ の算定結果を表 6.6.2 に示す。 μ_i は塑性率（許容変位/降伏変位）である。

$${}_f a_{Ei} = \frac{2\mu_i - 1}{8\mu_i - 7} \varphi^2 \quad (6.6.4)$$

$${}_d a_{Ei} = \begin{cases} {}_f a_{Ei} & ({}_f a_{Ei} \leq 0.5) \\ 0.5 & ({}_f a_{Ei} > 0.5) \end{cases} \quad (6.6.5)$$

表 6.6.2(a) X 方向の I_s 値換算のための調整係数

階	δ_{fui} [mm]	$\delta_{f\max,i}$ [mm]	μ_i	Φ	${}_f a_{Ei}$	${}_d a_{Ei}$
5	1.9	13.0	7.03	1.00	0.27	0.27
4	3.0	13.0	4.38	1.00	0.28	0.28
3	3.9	13.0	3.37	1.00	0.29	0.29
2	3.9	13.0	3.32	1.00	0.29	0.29
1	8.8	17.5	1.98	1.21	0.49	0.49

表 6.6.2 (b) Y 方向の I_s 値換算のための調整係数

階	δ_{fui} [mm]	$\delta_{f\max,i}$ [mm]	μ_i	Φ	${}_f a_{Ei}$	${}_d a_{Ei}$
5	1.4	13.0	9.29	1.00	0.26	0.26
4	1.5	13.0	8.72	1.00	0.26	0.26
3	1.5	13.0	8.72	1.00	0.26	0.26
2	1.4	13.0	9.35	1.00	0.26	0.26
1	7.7	17.5	2.28	1.20	0.45	0.45

6.6.4 各層の保有吸収エネルギー $E_{D,i}$ の算定

X, Y 方向の主架構とダンパー部分が許容限界変形までに吸収できるエネルギーを各層毎に計算した結果を表 6.6.3 に示す。

表 6.6.3(a) X 方向の各層の許容限界変形までに吸収できるエネルギー

階	W_{fi} [kN・m]	E_{sfi} [kN・m]	W_{dei} [kN・m]	W_{dpi} [kN・m]	E_{sdi} [kN・m]	${}_f E_{D,i}$ [kN・m]	${}_d E_{D,i}$ [kN・m]	$E_{D,i}$ [kN・m]
5	2.8	68.3	-	-	-	71.1	-	18.9
4	8.1	109.2	-	-	-	117.3	-	32.5
3	14.3	135.5	-	-	-	149.9	-	43.1
2	17.8	164.9	-	-	-	182.7	-	52.7
1	19.1	149.7	4.4	265.6	138.6	168.9	408.6	284.6

表 6.6.3 (b) Y 方向の各層の許容限界変形までに吸収できるエネルギー

階	W_{fi} [kN・m]	E_{sfi} [kN・m]	W_{dei} [kN・m]	W_{dpi} [kN・m]	E_{sdi} [kN・m]	${}_fE_{D,i}$ [kN・m]	${}_dE_{D,i}$ [kN・m]	$E_{D,i}$ [kN・m]
5	1.9	61.8	-	-	-	63.6	-	16.6
4	3.5	109.0	-	-	-	112.6	-	29.5
3	4.8	148.5	-	-	-	153.3	-	40.2
2	5.5	183.4	-	-	-	188.9	-	49.3
1	16.1	164.8	3.8	231.6	157.0	181.0	392.4	260.4

6.6.5 多質点系の補正係数 γ_i の算定

X, Y 方向の多質点系の補正係数 γ_i の算定結果を表 6.6.4 に示す。

表 6.6.4 多質点系の補正係数 γ_i

(a) X 方向

階	p_i	$p_i/\text{ave}(p_i)$	γ_i
5	1.159	0.999	1.10
4	1.191	1.026	1.10
3	1.215	1.047	1.10
2	1.239	1.067	1.10
1	1.000	0.861	1.10
ave	1.161		

(b) Y 方向

階	p_i	$p_i/\text{ave}(p_i)$	γ_i
5	1.058	0.993	1.10
4	1.077	1.010	1.10
3	1.090	1.023	1.10
2	1.103	1.035	1.10
1	1.000	0.938	1.10
ave	1.066		

6.6.6 換算 I_s 値の算定

エネルギー法から計算される基準状態の損傷分布則 $\frac{S_j(P_j \cdot P_j)^{-n}}{\sum_{j=1}^N S_j(P_j \cdot P_j)^{-n}}$ の値等を用いて式(6.6.1)

～(6.6.3)によって、各層の X, Y 方向の換算 I_s 値を計算し、その算定結果を表 6.6.5 に示す。最小の値は X 方向で第 3 層の 1.31, Y 方向で第 1 層の 1.51 である。

表 6.6.5(a) X 方向の補強建物の各層の換算 I_s 値

階	γ_i	$E_{D,i}$ [kN・m]	$s_i/\sum s_i$	損傷分布則	$I_{s,i}^{\text{CON}}$	$I_{c,i}^{\text{CON}}$	$I_{s,i}^{\text{CON}}$
5	1.10	18.4	0.032	0.015	1.72	2.51	1.72
4	1.10	38.9	0.087	0.033	1.52	2.48	1.52
3	1.10	56.1	0.147	0.047	1.40	2.47	1.40
2	1.10	68.9	0.176	0.049	1.42	2.71	1.42
1	1.10	284.6	0.558	0.856	1.62	1.31	1.31

表 6.6.5 (b) Y 方向の補強建物の各層の換算 I_s 値

階	γ_i	$E_{D,i}$ [kN・m]	$s_i/\sum s_i$	損傷分布則	$I_{s,i}^{\text{CON}}$	$I_{c,i}^{\text{CON}}$	$I_{s,i}^{\text{CON}}$
5	1.10	13.8	0.037	0.028	1.63	1.89	1.63
4	1.10	25.4	0.068	0.044	1.64	2.03	1.64
3	1.10	34.6	0.090	0.053	1.66	2.17	1.66
2	1.10	40.7	0.101	0.054	1.70	2.33	1.70
1	1.10	260.4	0.704	0.822	1.63	1.51	1.51

6.7 ダンパー接合部の検討

1階に設置するダンパーが十分にエネルギー吸収効果を発揮するためには、1階のダンパーと既存の梁部材との接合部及びダンパーと接続される既存梁部材自体が十分な耐力を有している必要がある。これらの接合部等を十分安全に設計するためには、本書の「第 編 枠なし外付け履歴型ダンパー補強工法における接合部設計・施工法(案)」の第3章に示されている設計方法によって設計し、これらの部分の安全性を確認する必要がある。図6.7.1には、参考として、ダンパー接続部分及び2階の枠付きブレース補強部分の詳細を示しておく。

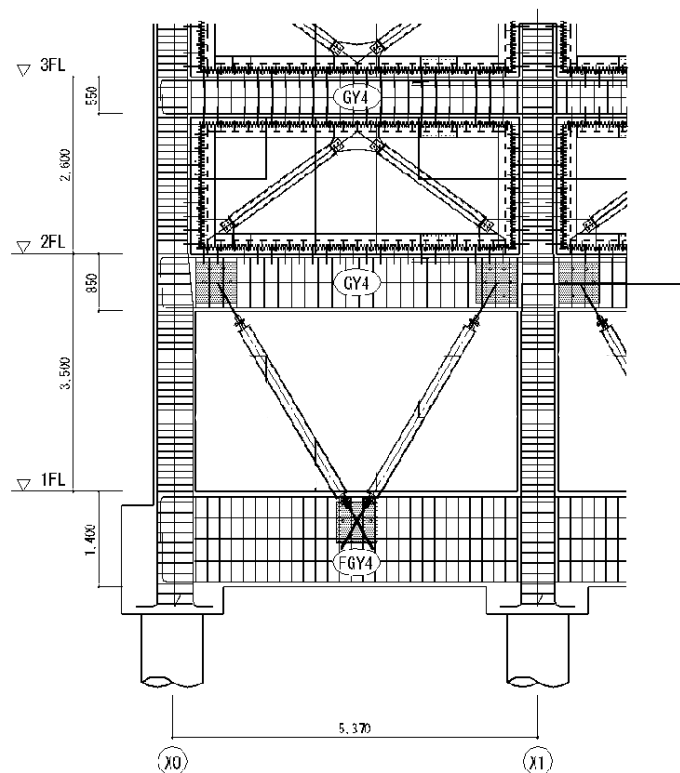


図 6.7.1 ダンパーの取り付けディテール (X方向)

参考文献

- 6.1) 新耐震設計法を配慮した耐震補強設計例、社団法人 東京都建築士事務所協会、1981.7
- 6.2) 秋山宏：エネルギーの釣合に基づく建築物の耐震設計、技報堂出版、1999.11
- 6.3) 小川厚治、井上一郎、中島正愛：損傷に寄与する地震入力エネルギーに関する考察、日本建築学会構造系論文集、第530号、pp.177-184、2004.4
- 6.4) 鋼構造建築物へのエネルギー法活用マニュアル、技報堂出版、pp.73-77、2008.9

第7章 S造体育館建物の補強設計例と計算（計算例4）

本設計事例では、1981年以前の旧基準で設計されている1～2階SRC造、3階および屋根をS造とした体育館建物を対象にして、耐震補強の方法とその効果や検証方法の検討を行う。耐震診断の結果、梁間(Y)方向は現行法令を満足できるが、桁行(X)方向は3階で $I_s=0.15$ であり、耐力等が不足している。そこで、X方向3階部分に履歴型ダンパーを配置し、極めて稀に発生する地震時においてはダンパーで地震エネルギーを吸収する耐震計画とした。桁方向には既存引張ブレースがあるが、撤去せずにそのまま残し、極めてまれに発生する地震力時にも既存ブレース架構を弾性状態に留める設計とすることで、保有耐力接合などを施さないものとする。耐震性能の評価としては、エネルギー法により耐震安全性を確認し、時刻歴応答解析との比較および換算 I_s の計算を行う。

7.1 建物概要

7.1.1 平面図及び軸組図

検討対象として選定した建物は、昭和56年以前に建設された建物で、旧基準(新耐震前)の設計である^{7.1)}。構造形式は、1～2階が鉄骨鉄筋コンクリート構造、3階張間が鉄骨山形ラーメン構造、3階桁行が鉄骨ブレース構造である。図7.1.1～図7.1.4に対象とする既存建物の平面図、立面図、図7.1.5～図7.1.8に対象とする建物の補強前の構造伏図、軸組図を示す。表7.1.1、表7.1.2にSRC部材の部材リスト及びS造の部材リストを示す。なお、これらの詳細は文献7.1)を参照されたい。

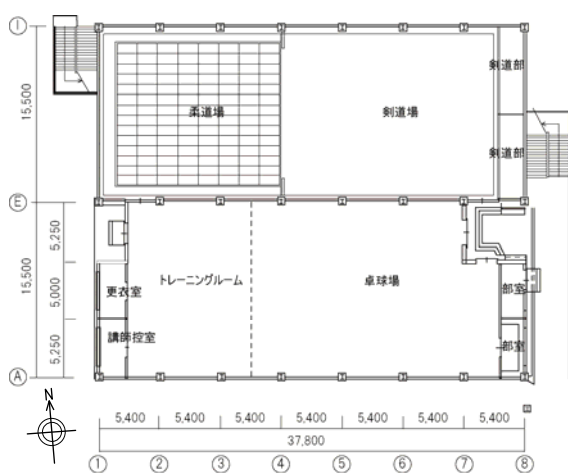


図 7.1.1 1階平面図

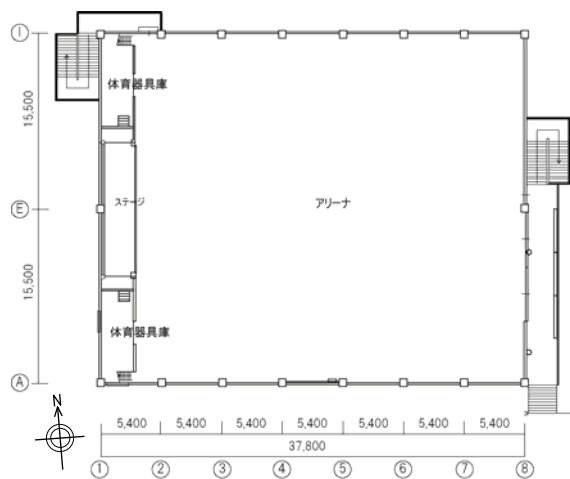


図 7.1.2 2階平面図

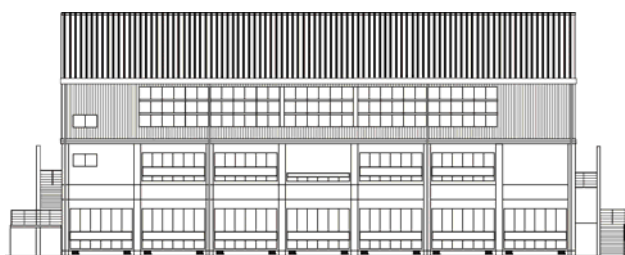


図 7.1.3 南立面図



図 7.1.4 東立面図

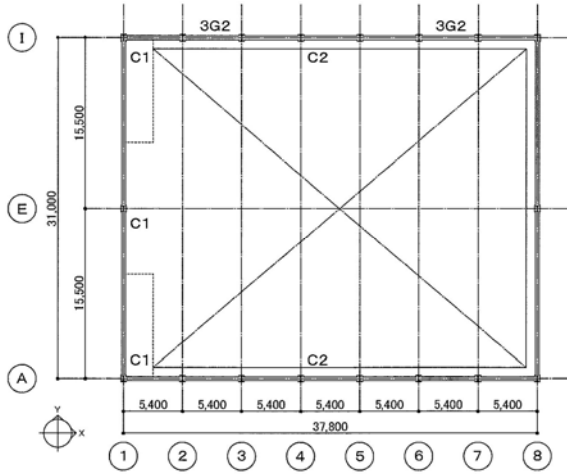


図 7.1.5 3階伏図(ギャラリー部)

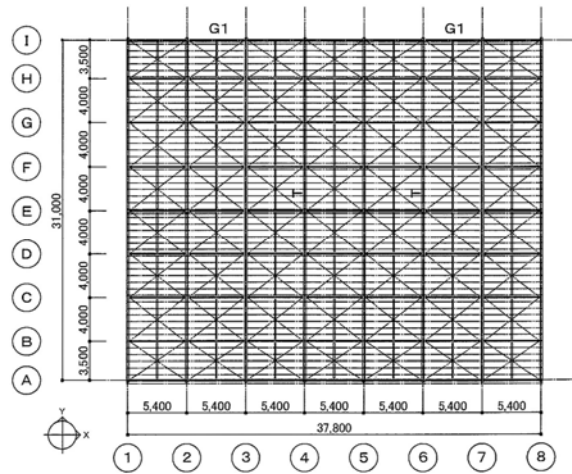


図 7.1.6 R階伏図

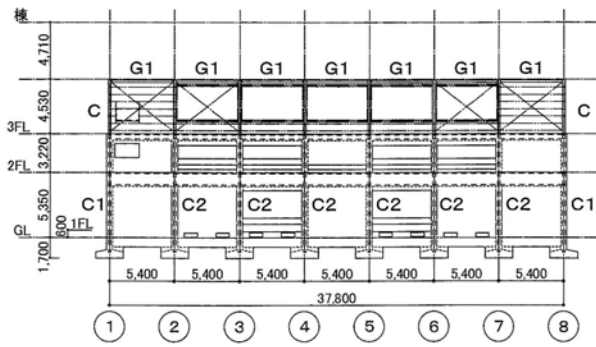


図 7.1.7 A通・I通軸組図(妻面ゾーン)

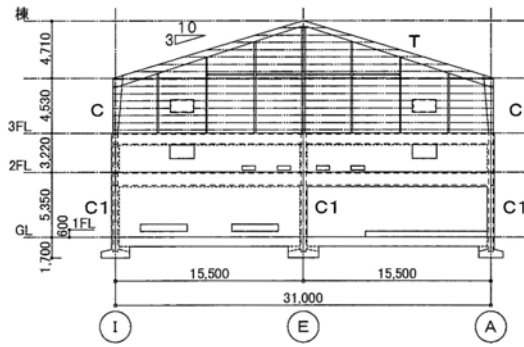


図 7.1.8 1通り軸組図

表 7.1.1 柱リスト SRC部

符号	C1	C2
断面寸法	500×600	500×600
2階断面		
主筋	X方向	4-D22
	Y方向	2-D22
	全断面	8-D22
HOOP	□-9φ@100	□-9φ@100
鉄骨	H-400×200×10×16	H-400×200×10×16
断面寸法	500×600	500×600
1階断面		
主筋	X方向	7-D22
	Y方向	2-D22
	全断面	14-D22
HOOP	□-9φ@100	□-9φ@100
鉄骨	H-400×200×10×16	H-400×200×10×16

表 7.1.2 鉄骨部材リスト

柱 C	BH - 400~800×200×10×16
梁 T	BH - 400~800×200×10×16
梁 G1	H - 200×100×3.2×6
屋根ブレース	16φ (ターンバックル付き) HTB 1-M19 (F10T)
壁ブレース	L-50×50×6 HTB 2-M16

7.1.2 建物重量

荷重表を表 7.1.3 に示す。表 7.1.4 に各層の面積と地震力用重量を示す。

表 7.1.3 床荷重表 (単位: N/m²)

室名	固定荷重				積載荷重との組合せ					備考
	材料	厚 (mm)	重量	合計		床	小梁	架構	地震	
1 アリーナ 剣道場 トレーニング ム	仕上げ		350	600						
	天井		250							
					DL	4200	4200	4200	4200	
					LL	3600	3600	3300	2100	
	スラブ(平均)	150	3600		4200	TL	7800	7800	7500	6300
2 体育器具 庫	仕上げ		350	600						
	天井		250							
					DL	4200	4200	4200	4200	
					LL	3600	3600	3300	2100	
	スラブ(平均)	150	3600		4200	TL	7800	7800	7500	6300
3 屋根	ガルバリウ ム鋼板	2.3	180	180						
					DL	180	180	180	180	
					LL	500	500	300	200	
					TL	680	680	480	380	

表 7.1.4 各層の面積と地震力用重量

層	面積 A[m ²]	架構用重量 W[kN]	W/A [kN/m ²]
R	1172	1411	1.20
3	152	3007	19.8
2	1172	17004	14.5
1	1172	13356	11.4

7.1.3 使用材料

使用材料は以下のものである。

- コンクリート $F_c=18\text{N/mm}^2$
- 鉄筋 主筋 SD295
帯筋、壁筋 SR235
- 鉄骨 SS400

7.1.4 解析条件

解析条件を以下に示す。

- 使用プログラム Building - 3D
 - ・積載荷重は、一律でアリーナ・剣道場等を入力。
 - ・柱梁の仕上げを 500N/m² 見込む。
 - ・乾式の外壁重量として 5.0kN/ m² 見込む。
- 増分解析条件
 - ・梁、壁については脆性破壊した部材を保持して、解析を続ける。(第 2 種構造要素でな

いことを確認している。)

- ・ 柱についてはせん断破壊した部材の軸力を保持して解析を続ける。
- ・ 軸圧縮破壊は解析をストップする。
- ・ 軸ブレースは降伏耐力を維持したまま解析を続ける。なお、時刻歴応答解析に用いる復元力特性はスリップ型とする。

7.2 補強方針、ダンパー設置箇所

検討対象建物の崩壊メカニズムは、3階 X 方向の引張ブレースの破断である。これを防止するため、ここでは履歴型ダンパーによる補強を行い、ダンパーで地震エネルギーを吸収することでブレースの損傷を抑え、ダンパーによる安定したエネルギー吸収を図る補強計画とする。補強量としては極めて稀に発生する地震時に要求されるエネルギー量のほとんどを追加するダンパーで処理し、既存の引張ブレースを弾性状態に留める補強とし、既存ブレースの接合部は保有耐力接合となるような補強も省略することとした。

このような設計方針に基づいて設計された3階のダンパー補強後の伏図を図7.2.1に示し、図7.2.2、図7.2.3にX方向の軸組図を示す。既存のブレースは引張力のみ負担する引張ブレースであり、X型に設置してある。補強として設置したダンパーは座屈拘束ブレース型のダンパーであり、鋼種はLY100で、断面はP-216.3 × 4.5 t、断面積は29.94 cm²である。ダンパーは2重鋼管にて芯材を補剛するタイプとし、塑性化部分の長さにより剛性を調整する。

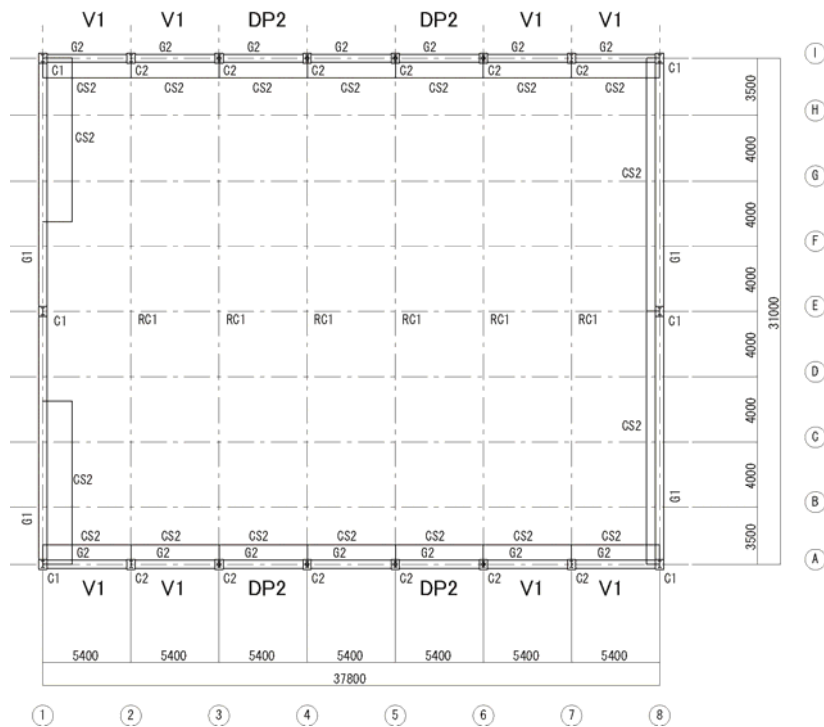
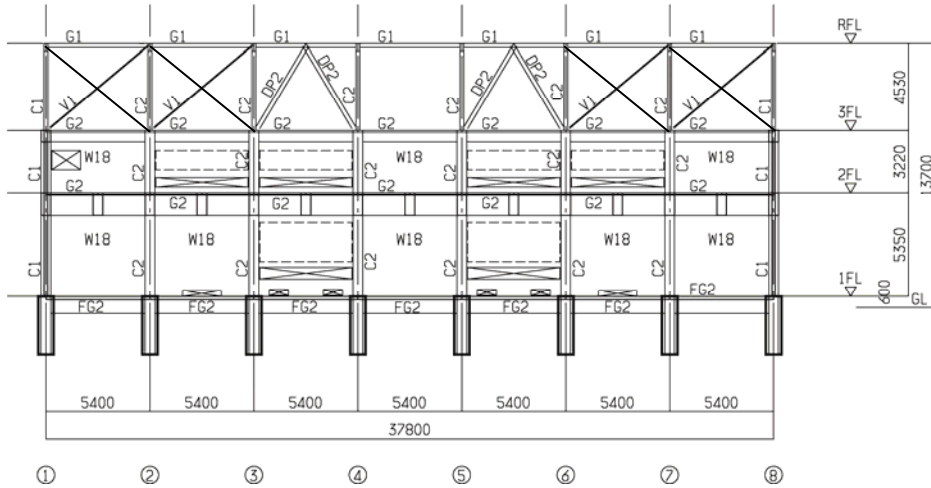


図 7.2.1 3階伏図



既存ブレース : V1 : L-50 × 50 × 6 A=5.644 cm²
 ダンパー : DP2 : P-216.3 × 4.5 t LY100 A=29.94 cm²

図 7.2.2 I 通り軸組図 (X 方向)

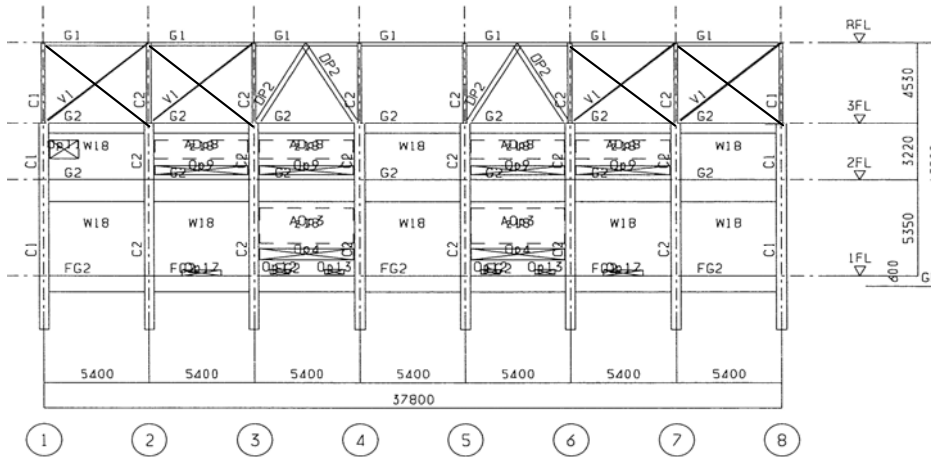


図 7.2.3 A 通り軸組図 (X 方向)

7.3 補強後の建物のエネルギー法による計算

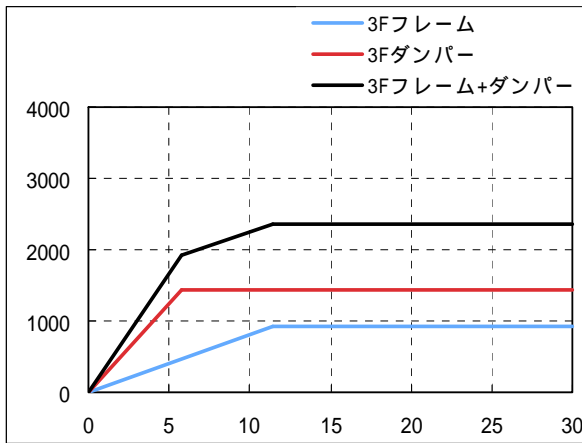
7.3.1 主架構およびダンパーの復元力特性のモデル化

以下の方法で、静的増分解析によって主架構、ダンパー部分の $Q - \delta$ 関係を求め、それらを完全弾塑性型に置換する。主架構とダンパーの復元力特性を表 7.3.1 および図 7.3.1 に示す。

表 7.3.1 主架構とダンパーの復元力特性

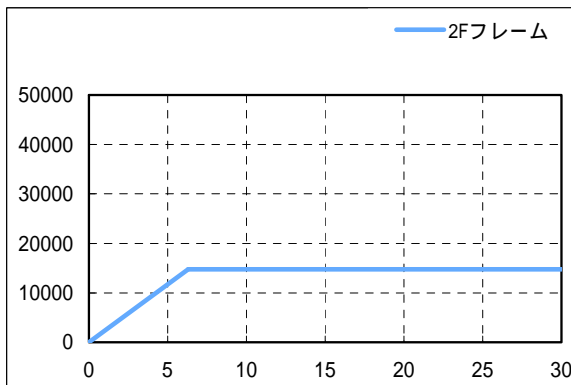
階	K_{fi} [kN/m]	Q_{fui} [kN]	δ_{fui} [mm]	K_{di} [kN/m]	Q_{dui} [kN]	δ_{dui} [mm]
3	81,490	929	11.4	247,000	1,440	5.8
2	2,348,000	14,790	6.3	-	-	-
1	10,205,000	41,740	4.1	-	-	-

(kN)

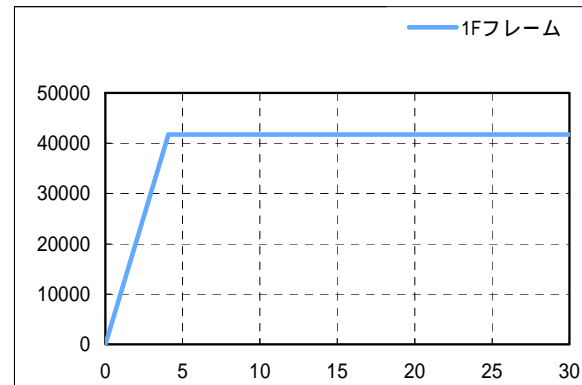


(mm)

3F の復元力特性



2F の復元力特性



1F の復元力特性

図 7.3.1 各階の復元力特性

7.3.2 ダンパーモデルの損傷限界時周期 T_d

3層の主架構（ブレース架構）が降伏する点での割線剛性を用いた補強後建物の固有周期（損傷限界時周期 T_d ）は0.177秒である。

7.3.3 建築物に作用するエネルギー量

本検討では、最弱層が δ_{fui} に達した時の弾塑性エネルギーを計算する（表7.3.2）。ここで δ_i は、最弱層（3階）が δ_{fui} に達した時の各階の層間変位である。

表 7.3.2 極めて稀に発生する地震時のエネルギー配分

階	Q_{fui} [kN]	δ_{fui} [mm]	Q_{dui} [kN]	δ_{dui} [mm]	δ_i [mm]	W_{fi} [kN·m]	W_{dei} [kN·m]	W_{dpi} [kN·m]	sW_e [kN·m]
3	929	11.4	1,440	5.8	11.40	5.30	4.2	80.2	89.7
2	14,790	6.3	-	-	2.50	7.34	-	-	7.3
1	41,740	4.1	-	-	1.90	18.42	-	-	18.4
					Σ	31.1	4.2	80.2	115.5

表 7.3.3 は極稀地震時の有効周期とそれに基づく速度換算値の値及び入力エネルギーの値である。この建物では、設計目標として補強後の建物の第 3 層の最大変形をブレース架構が降伏する手前の変形に押さえることにしている。そのため、極稀地震時の有効周期は損傷限界時の周期と同一とする。また下式で塑性ひずみとして入力するエネルギー量 E_s が計算されるが、ここでは、その値が負になり、入力エネルギーを損傷限界時までの変形で吸収していることがわかる。

$$E_s = \frac{1}{2} M \cdot V_s^2 - W_e \quad (7.3.1)$$

表 7.3.3 極めて稀に発生する地震時の建築物に作用するエネルギー量

T_s	[sec]	0.177
G_s	—	
γ	—	0.900
V_s	[m/sec]	0.304
M	[t]	2187.0
$1/2MV_s^2$	[kN·m]	101.1
W_{fi}	[kN·m]	31.1
W_d	[kN·m]	84.4
$W_e (=W_{fi}+W_d)$	[kN·m]	115.5
E_s	[kN·m]	-14.4

7.3.4 各階が塑性ひずみとして入力するエネルギー量

上記の E_s が負であるため、塑性ひずみとして入力するエネルギー量は 0 である。

7.3.5 主架構の必要累積塑性変形倍率 $\bar{\eta}_{fi}$

主架構の必要累積塑性変形倍率 $\bar{\eta}_{fi}$ を算出する。この場合、主架構は塑性化していないため、損傷無しである。

7.3.6 ダンパー部分の必要累積塑性変形倍率 $\bar{\eta}_{di}$

(1) ダンパー部分の必要エネルギー吸収量 E_{Sdi} の算出

ダンパー部分の必要エネルギー吸収量は、上記の E_s が負であるため、極稀地震時の建築物に作用するエネルギー量に釣り合う点で計算される。エネルギーが釣り合う点での各層の変形を表 7.3.4 に示す。第 3 層が 10.6mm の変形までにダンパーが吸収するエネルギーは、繰り返し回数を 20 として計算して、 E_{Sdi} は 276kN·m となる。

(2) 必要累積塑性変形倍率 $\bar{\eta}_{di}$ の算出

下式により、必要累積塑性変形倍率 $\bar{\eta}_{di}$ が計算される。計算された必要累積塑性変形倍率 $\bar{\eta}_{di}$ は 16.5 である(表 7.3.5)。これに弾性変形寄与率を乗じ、必要累積塑性変形倍率は約 30.6 となる。これに対してダンパーの保有累積塑性変形倍率は少なくとも 400 程度はあるので十分安全である。

$$\bar{\eta}_{di} = \frac{E_{Sdi}}{2Q_{dii} \cdot \delta_{dii}} \quad (7.3.2)$$

表 7.3.4 エネルギーが釣り合う時点の各層の変形 表 7.3.5 ダンパーの必要累積塑性変形倍率

階	$\delta_{\max i}$ [m]	$\delta_{\max i}/H_i$
3	0.0106	1/ 427
2	0.0024	1/ 1349
1	0.0018	1/ 2940

階	E_{sdi} [kN·m]	Q_{dui} [kN]	δ_{dui} [mm]	η_{di}
3	276.0	1440.0	5.8	16.5
2	0.0	0.0	0.0	-
1	0.0	0.0	0.0	-

7.3.7 最大層間変形角

最大層間変形角は入力エネルギーが釣り合う点で計算され、表 7.3.4 で計算された値である。

7.4 地震応答解析による検討

図 7.4.1 に、時刻歴解析とエネルギー法の結果を比較する。時刻歴解析は記録波の減衰を 2% 剛性比例、模擬波(告示波)は 5% 剛性比例として解析した。ここで用いた模擬波(告示波)は、5% 減衰での速度応答スペクトルが、エネルギー法告示第 6 で規定されている建築物に作用するエネルギーの速度換算値 (V_s) スペクトルと概ね等しくなるように作成されたものである。模擬波による解析の目的は、エネルギー法による計算の結果と応答解析結果を、エネルギー的な条件が概ね等しい状態で比較することであり、両者の骨組の損傷に寄与する地震エネルギーが等しくなるようにすることが望ましい。そのため、模擬波の地震応答解析では、波形作成の条件である 5% 減衰で応答解析を行っている。この考え方は、骨組の損傷に寄与する地震エネルギーの速度換算値が、入力地震動の擬似速度応答スペクトルに概ね等しくなるという既往の研究結果^{7.2),7.3)}に基づくものである。

結果として、各地震波の応答解析から得られる損傷に寄与するエネルギーの速度換算値は、表 7.4.1 に示すように、7.8 ~ 20.8cm/s の範囲であり、エネルギー法計算で設定されている 30.4cm/s (表 7.3.3 参照) に比べて、小さな値となっている。そのために、時刻歴解析の応答は、エネルギー法の結果に比べて全体に小さくなったものと思われる。この骨組は損傷限界時の剛性で計算される周期が 0.18 秒である。このような短周期の骨組では、時刻歴解析における損傷に寄与する入力エネルギーが、エネルギー法で要求される設定値より小さくなる可能性がある。

表 7.4.1 損傷に寄与するエネルギーの速度換算値の比較

		単位 (cm/s)
観測波	ELNS	20.8
	HAEW	7.8
	KONS	12.1
模擬波	ART-RAND	17.1
	ART-HAEW	14.5
	ART-KONS	15.2
エネルギー法の計算		30.4

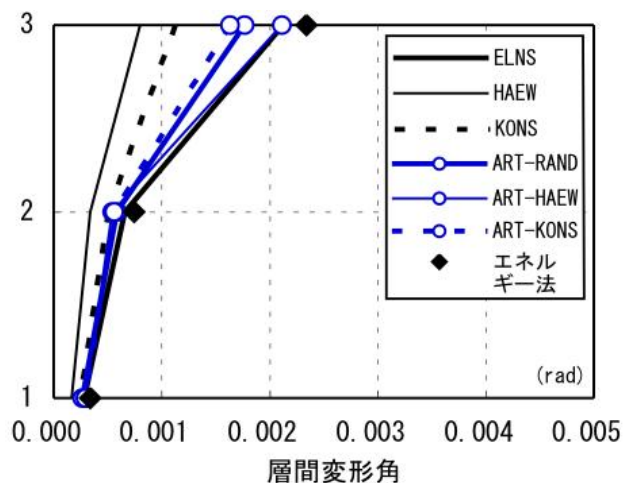


図 7.4.1 時刻歴応答解析との比較

7.5 換算 I_s の計算

3章で示された履歴型ダンパーで補強された建物の換算 I_s 値の計算方法に従って、本建物の補強後の換算 I_s 値を計算する。この計算方法はエネルギー法の計算で用いた値等を使って計算することが可能であり、各層毎に想定される限界変形までの吸収エネルギーを等価な弾性エネルギーに置換して I_s 値を評価する。この等価な弾性エネルギーを、その層に入力されるエネルギーに対して相対的に評価することによって I_s 値が計算される。詳細は3章に記載されており、本節では当該建物に対して適用し計算した結果を示す。

7.5.1 換算 I_s 値算定式

換算 I_s 値の算定を以下に示す。

$${}_s I_{s,i}^{CON} = \frac{2\sqrt{2}\pi}{\gamma_i \cdot T_d \cdot g\sqrt{M}} \sqrt{E_{D,i} \frac{S_i}{\sum_{j=1}^N S_j}} \quad (7.5.1)$$

$${}_c I_{s,i}^{CON} = \frac{2\sqrt{2}\pi}{\gamma_i \cdot T_d \cdot g\sqrt{M}} \sqrt{E_{D,i} \frac{S_i (p_i \cdot p_{ii})^{-n}}{\sum_{j=1}^N S_j (p_j \cdot p_{ij})^{-n}}} \quad (7.5.2)$$

$$I_{s,i}^{CON} = \min({}_s I_{s,i}^{CON}, {}_c I_{s,i}^{CON}) \quad (7.5.3)$$

ここで、 M は総質量、 γ_i は多質点系の補正係数、 T_d は損傷限界時割線剛性による固有周期、 $E_{D,i}$ は層の保有吸収エネルギー（詳細は3章）、 S_i は各階の必要エネルギー吸収量の比を表す基準値、 P_i は各階の保有水平層せん断力係数の A_i 分布とのずれを表す数値、 P_{ii} は各階の偏心率 R_e による保有水平層せん断力係数の低減係数、 n は損傷集中指数

損傷集中を考慮した(7.5.2)式で換算 I_s 値を算定する場合、損傷が集中する層の I_s 値は適切に評価されるが、損傷が集中しない層の I_s 値は大きく算定されてしまう。そこで、損傷集中を考慮しない(7.5.1)式と損傷集中を考慮する(7.5.2)式でそれぞれ算定された各層の I_s 値の最小値を、その層の換算 I_s 値として定義する。

7.5.2 架構の復元力特性

換算 I_s 値の計算に必要な本補強建物の主架構とダンパー部分の復元力特性及び想定した各層の許容限界変形を表7.5.1に示す。本建物では、補強後の建物各層の降伏変位を許容限界変形にしている。

表 7.5.1 主架構とダンパー部分の復元力特性と許容限界変形

階	フレーム			ダンパー		
	$\delta_{fmax,i}$ [mm]	Q_{fui} [kN]	δ_{fui} [mm]	$\delta_{dmax,i}$ [mm]	Q_{dui} [kN]	δ_{dui} [mm]
3	11.4	929	11.4	11.4	1440	5.8
2	6.3	14790	6.3	6.3	-	0.0
1	4.1	41740	4.1	4.1	-	0.0

7.5.3 I_s 値換算のための保有吸収エネルギー $E_{D,i}$ の調整係数 $a_{E,i}$

下式で計算される主架構とダンパーの I_s 値換算のための保有吸収エネルギー $E_{D,i}$ の調整係数 $a_{E,i}$ の算定結果を表 7.5.2 に示す。 μ_i は塑性率（許容変位/降伏変位）である。

$${}_f a_{Ei} = \frac{2\mu_i - 1}{8\mu_i - 7} \varphi^2 \quad (7.5.4)$$

$${}_d a_{Ei} = \begin{cases} {}_f a_{Ei} & ({}_f a_{Ei} \leq 0.5) \\ 0.5 & ({}_f a_{Ei} > 0.5) \end{cases} \quad (7.5.5)$$

表 7.5.2 I_s 値換算のための調整係数

階	δ_{fui} [mm]	$\delta_{fmax,i}$ [mm]	μ_i	Φ	${}_f a_{E,i}$	${}_d a_{E,i}$
3	11.4	11.4	1.00	1.00	1.00	0.50
2	6.3	6.3	1.00	1.27	1.61	0.50
1	4.1	4.1	1.00	1.27	1.61	0.50

7.5.4 各層の保有吸収エネルギー $E_{D,i}$ の算定

主架構とダンパー部分が許容限界変形までに吸収できるエネルギーを各層毎に計算した結果を表 7.7.3 に示す。

表 7.5.3 各層の許容限界変形までに吸収できるエネルギー

階	W_{fi} [kN・m]	E_{sfi} [kN・m]	W_{dei} [kN・m]	W_{dpi} [kN・m]	E_{sdi} [kN・m]	${}_f E_{D,i}$ [kN・m]	${}_d E_{D,i}$ [kN・m]	$E_{D,i}$ [kN・m]
3	5.3	-	4.2	80.2	-	5.3	84.4	47.5
2	46.6	-	-	-	-	46.6	-	75.1
1	85.4	-	-	-	-	85.4	-	137.6

7.5.5 多質点系の補正係数 γ_i の算定

多質点系の補正係数 γ_i の算定結果を表 7.5.4 に示す。

表 7.5.4 多質点系の補正係数 γ_i

階	p_i	$p_i/\text{ave}(p_i)$	γ_i
3	0.453	0.513	1.10
2	1.194	1.353	1.10
1	1.000	1.133	1.10
ave	0.882		

7.5.6 換算 I_s 値の算定

エネルギー法から計算される基準状態の損傷分布則 $\frac{S_j(P_j \cdot P_{ij})^{-n}}{\sum_{j=1}^N S_j(P_j \cdot P_{ij})^{-n}}$ の値等を用いて式(7.5.1)

～(7.5.3)によって、各層の換算 I_s 値を計算し、その算定結果を表 7.7.5 に示す。最小の値は第 3 層の 0.69 である。補強前 3 階の I_s 値が $I_s=0.15$ だったのに対し、ダンパーを用いた補強後の換算 I_s 値は 0.69 となり、補強設計目標値の 0.7 程度の補強であることを確認した。

表 7.5.5 補強建物の各層の換算 I_s 値

階	γ_i	$E_{D,i}$ [kN・m]	$s_i/\sum s_i$	損傷分布則	$s \cdot I_{s,i}^{CON}$	$c \cdot I_{s,i}^{CON}$	$I_{s,i}^{CON}$
3	1.10	47.5	0.358	0.997	1.15	0.69	0.69
2	1.10	75.1	0.178	0.000	2.05	59.3	2.05
1	1.10	137.6	0.464	0.002	1.72	24.4	1.72

参考文献

- 7.1) 実務者のための既存鉄骨造体育館の耐震改修の手引きと事例、(財)日本建築防災協会、(社)建築研究振興協会、2005.7
- 7.2) 秋山宏：エネルギーの釣合に基づく建築物の耐震設計、技報堂出版、1999.11
- 7.3) 小川厚治、井上一朗、中島正愛：損傷に寄与する地震入力エネルギーに関する考察、日本建築学会構造系論文集、第 530 号、pp.177-184、2004.4

第8章 まとめと課題

鉄骨造、鉄筋コンクリート造架構の耐震性能は塑性変形能力と終局耐力の積（＝エネルギー吸収能力）で評価されてきた。新築の建物の構造計算で用いられる保有水平耐力計算では、架構の塑性変形能力から必要とされる終局耐力を必要保有水平耐力として規定し、架構の終局耐力である保有水平耐力がそれを上回ることを検証するとしている。既存の建物の耐震安全性を検証する耐震診断法では、部材の破壊形式に対応した塑性変形能力（靱性指標 F ）とそのときの保有水平耐力の積から架構の耐震性能（ E_0 指標）をもとめ、構造耐震指標 I_s 値を規定している。

耐震架構が吸収する塑性履歴エネルギーに比べて、エネルギー吸収部材（ダンパー）を取り付けた制振構造では、履歴型ダンパーを早期に塑性化させることにより格段に効率よくエネルギー吸収できる。制振構造では、主架構が弾性挙動をするときダンパーが最も効率よくエネルギー吸収し、主架構が大きく塑性化すると履歴型ダンパーの効率は低下し、耐震構造と同じエネルギー吸収効率になることが時刻歴応答解析からわかっている。上記の保有水平耐力計算や耐震診断法では制振構造を適切に評価する計算法にはなっていない。履歴型ダンパーを取り付けた制振建物に適用できる簡易な耐震計算法であるエネルギー法では、稀地震動に対しても履歴型ダンパーを降伏させエネルギー吸収させている。極めて稀地震に対しては主架構が塑性化することを前提にエネルギーの釣合い式を規定している。

本編では、履歴型ダンパー等による制振補強建物の簡易な耐震安全性確認方法として、新築建物で既に適用されているエネルギー法を取り上げ、その適用方法を示した。また、既存建物の耐震性能表示は耐震診断法に示される I_s 値が広く普及しており、制振補強建物についても構造耐震指標に換算した換算 I_s 値を計算できることが望ましい。本編では履歴型ダンパー等を用いた制振補強建物に適用できる換算 I_s 値の計算方法について、エネルギー法の考え方に基づく計算方法を提示した。

これらのエネルギー法の適用性や具体の計算手順及び換算 I_s 値の計算手順等については、S造事務所建物、RC造学校校舎、RC造集合住宅、S造体育館の4つの試設計建物を事例として検討し、例示した。計算例では、極稀地震動に対して主架構がほとんど塑性化しない性能を目指していることから、損傷限界時の弾性ひずみエネルギーではなく、ただし書きを適用し、最弱層が保有水平耐力時の層間変形 δ_{ui} に達した時の弾性ひずみエネルギー W_e を計算している。

ここで実施した4つの試設計建物に対する、地震応答解析等による検討の結果、本編で示したエネルギー法の計算方法によって、極稀地震時におけるダンパー等を用いた制振補強建物の最大層間変形や建物の損傷を適切に予測でき、耐震安全性の検証が可能であることを確認した。また、ここで提示した新たな換算 I_s 値の計算方法についても、ダンパー等を用いた制振補強建物の I_s 値を適切に評価できることを検証した。

現状では、履歴型ダンパー等により耐震改修される建物は、時刻歴解析によって耐震安全性を確認することが義務づけられている。そのため、本編では時刻歴解析の代わりになるより簡易な評価方法として、エネルギー法を用いた計算方法と換算 I_s 値の計算法を提案した。しかしながら、現時点で、実務において、履歴型ダンパー等による制振補強建物の耐震安全性を確認する方法として、本編で提案したこれらの方法を用いることが可能かどうかは、耐震診断や耐震補強の評価を行っている各性能評価機関等の判断によるものであり、提案したこれらの方法が実務で用いられるようにすることが、今後の重要な課題である。

第 編 枠なし外付け履歴型ダンパー補強工法における接合部設計・施工法（案）

第 1 章 総則

1.1 適用範囲

本接合部設計・施工法（案）（以下、マニュアルと呼ぶ）は、既存鉄筋コンクリート造（以下 RC 造）建築物に、第 2 章に示す低降伏点鋼等からなる履歴型ダンパー部を有するブレース材並びに鋼製の定着板を用いて、架構の外側から耐震補強する工法の接合部分の設計・施工に適用する。ただし、特別な調査研究に基づく場合は本マニュアルの一部を適用しなくても良い。

[解説]

本マニュアルは、既存 RC 造の建築物に枠なし外付け履歴型ダンパー補強を行う場合の接合部に適用するが、既存壁式ラーメン RC 造や鉄骨鉄筋コンクリート造の中低層建築物にも適用できる。

既存 RC 造建築物に対して、本マニュアルの適用範囲は、原則として「2001 年改訂版既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断・同解説」に従うものとする。なお、本工法は現時点においてまだ十分な実績がないため、特別な検討がない限り、補強前の建築物は以下の項目を満足するものとする。

- ・ 規模は中低層建築物が対象
- ・ 構造部材に第 2 種構造要素がない建築物
- ・ メカニズムが転倒崩壊形ではない建築物
- ・ コンクリート圧縮強度は原則として 18MPa 以上

また、本マニュアルで適用する枠なし外付け履歴型ダンパー補強工法は、特別な検討がない限り、以下の項目を満足することが必要である。

- ・ 外付け履歴ダンパーを有するブレース材としては、枠付き鉄骨ブレース材は対象外である。
- ・ 履歴型ダンパー部は、低降伏点鋼材（LYP100、225）および SN 材等（以下、低降伏点鋼等）または摩擦ダンパーの使用を原則とする。
- ・ 鋼材を用いたダンパー部を有するブレース材は、座屈拘束型など、効率的にエネルギー吸収する機構とする。
- ・ ブレース材の端部の固定条件は、ダンパー部が軸力のみ負担するとみなせる機構とする。
- ・ 小さい層間変形よりダンパー部が適切に機能するために、原則として PC 鋼棒を用いて鋼製の定着板およびグラウト材を介して既存 RC 造構造部材に直接接合する。

なお、本マニュアルで示す耐震補強工法は、現在、一般的な耐震改修工法ではないため、実際に本工法を利用する場合は、耐震診断判定委員会などにおいて審査されることが必要である。また、新築建物に利用する場合等は、原則として本マニュアルの適用範囲を超えるものである。また、本マニュアルで示されたいくつかの技術は、特許が適用されるものなども含まれているため、実際の利用にあたってはそれらに注意が必要である。

1.2 用語

本マニュアルの用語は、特記なき限り「2001年改訂版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説」(以下、耐震診断基準)、「2001年改訂版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針・同解説」(以下、耐震改修指針)、および(社)日本建築学会等の施工関係の各種規準や標準仕様書などの定めるところによる。

[解説]

本マニュアルにおける補強工法に、主として関わる用語を以下に記述する。

枠なし外付け履歴型ダンパー補強(工法): 既存 RC 造架構の外側に補強部材を配して補強する工法。

直接接合法: ブレース材の端部が PC 鋼棒によって直接、既存 RC 造架構の構造部材に、定着板やグラウト材を介して接合される方法。

補強部材: 補強に用いるダンパー部、ブレース材、接合部からなる部位の総称。

ダンパー部: 低降伏点鋼、または摩擦ダンパーからなる部分で、主に地震入力エネルギーの履歴減衰吸収に寄与する部分。

ブレース材: ダンパー部が地震応答中に有効にエネルギー吸収できるよう計画された支持部材。

接合部: ブレース材の端部と既存 RC 造架構を接続している部分で、定着板、グラウト材、PC 鋼棒からなる。

既存架構: 既存建築物の柱、梁、壁、筋交い材などの構造部材より構成される架構の総称。

偏心モーメント: 枠なし外付け履歴ダンパー補強工法において、付加的に生じるモーメント応力のことで、既存 RC 造架構の面内および面外方向に発生する。これらは、ダンパー部が負担する軸方向応力と既存 RC 造構造部材との偏心距離の積によって算定される。

脱落防止措置: 地震の入力方向、偏心モーメントによるねじれ作用、既存 RC 造架構の供用中のひび割れによる接合部性能の低下を起因とする補強部材の面外方向の脱落を防止するための措置。

1.3 基本方針

本マニュアルで想定する枠なし外付け履歴型ダンパー補強工法は、既存 RC 造架構の外側に増設するダンパー部を有するブレース材端部の接合部の設計によって補強効果が十分に発揮できるものとする。また、必要に応じて接合部の性能を構造実験などにより確かめることとする。

[解説]

本マニュアルにおける接合部設計の基本方針を以下に示す。

(1) 設計目的：

既存 RC 造架構に付与するエネルギー吸収性能（履歴減衰性能）の増大を可能とするのに必要な接合部の構造性能を保証するための設計を行うことを目的とする。

(2) 接合部設計の基本検討項目：

- a. 補強部材およびブレース材が取り付く既存構造部材の破壊モードの特定：ダンパー部の降伏（摩擦機構の場合はすべり）がブレース材や接合部およびブレース材が取り付く既存構造部材など他の部位の破壊モードに先行し、ダンパー部以外が破壊しないこと。
- b. 補強部材およびブレース材が取り付く既存構造部材の破壊モードの保証：ダンパー部が上限応力を負担した時に、接合部の応力伝達を保証する耐力を付与し、接合部およびブレース材が取り付く既存構造部材の構造性能を保証すること。その他、接合部およびブレース材が取り付く既存構造部材の損傷によって生じるダンパー部のロス変形や外力分布形状や直交方向地震力、接合部に生じる複合応力の作用効果、既存 RC 造架構の材料強度や耐力式のばらつきなど必要に応じて考慮すること。
- c. 既存架構及び基礎・地盤の安全性の検討：1 階のブレース材の端部は、既存架構の基礎構造部分と接続されるため、その増加した応力に対する基礎構造並びに基礎接地地盤の安全性の検討を行うこと。また、一般階においては、ダンパー部の負担応力の反力成分に対する既存架構の安全性の検討を行うこと。
- d. 脱落防止措置の検討：地震入力の方向性、ねじれ振動、接合部のひび割れ損傷によるブレース材のゆるみなどに対する検討を行い、脱落防止性能を確保すること。

第2章 枠なし外付け履歴型ダンパー補強工法

2.1 耐震補強工法の概要

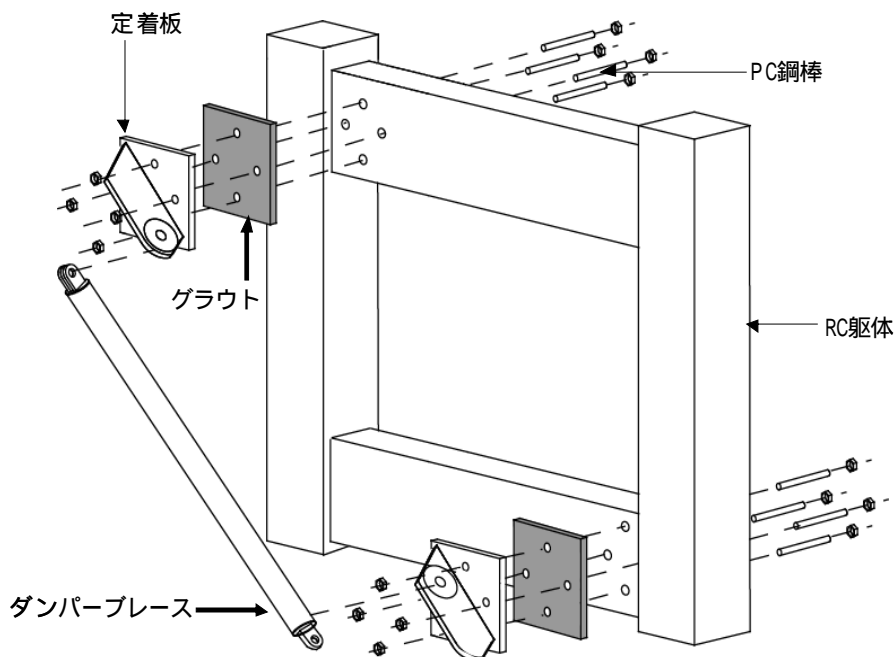
本工法は履歴型のダンパー部を有するブレース材を、既存架構の外側から PC 鋼棒、定着板およびグラウト材を介して接合するものであり、主に以下の特徴を有している。

補強工事（前後の準備・片付けを含む）においても、使用者が建築物を継続的に使用しやすい

小変形からダンパー部が機能するようブレース材の端部を既存架構に直接接合する

[解説]

低降伏点鋼等を有する履歴型ダンパー部から構成されるブレース材を解図 2.1.1 に示すように既存架構の外側から配置し、耐震性の低い層に生じる小さな応答変形レベルにおいて、ダンパー部の履歴吸収エネルギーに期待し、応答変形を抑えることを目的とした応答制御型耐震補強法である。ブレース端部は、鋼製の定着板（せん断伝達性能向上のために底面にコッターが設けられている）があり、定着板面と既存架構の構造部材間はグラウト材を介して、PC 鋼棒によって定着板を RC 構造部材端部（部材側面）に直接接合するため、施工に関する手間が少なく、空間を遮る範囲も小さいことから、使用者が建築物を継続的な使用しやすさに寄与する。また PC 鋼棒の接合はアンボンドおよびボンドいずれも対象とするが、前者の場合、地震後は構造躯体の修復のために、ブレース材を取り外して、再設置することも可能である。ここで、ブレース材が取り付けられる RC 構造部材は、梁または柱部材を対象としているが、柱部材については地震時に引張変動軸力を負担することも考えられ、そのような場合は部材のねじれ耐力が著しく低下することも考えられるため、柱部材に取り付ける場合においては、その点も設計時に留意することが必要である。



解図 2.1.1 枠なし外付け履歴型ダンパー補強

2.2 構造詳細

補強部材の詳細は以下に示すとおりである。

a. ダンパー部

エネルギー吸収性能の高い低降伏点鋼等または、摩擦ダンパーを用いる

b. プレース材

座屈拘束型、または座屈させない形状とする

端部はピン接合とみなせる接合方法とする

c. 接合部

定着板は、負担する最大荷重に対して損傷しないことを確認する

定着板底面には滑り抵抗に有効な対策を施す

定着板以外の定着具（ワッシャー、ナット類など）は緊張工法に定められたものを用いる

緊張材として、建築基準法 37 条および告示第 1446 号に定められた PC 鋼棒を用いる

グラウト材は、塩化物イオン量は JASS5 に準拠し、3.3 で必要とされる強度を有し、かつ施工において必要なコンシステンシーを有するものを用いる

[解説]

a. ダンパー部

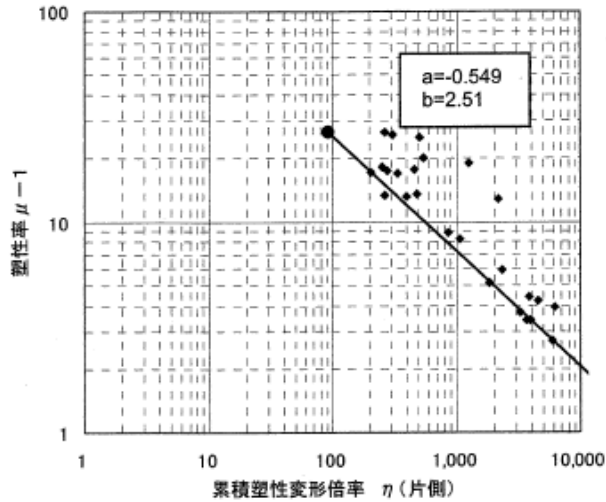
・鋼材ダンパーの場合

ダンパー部に用いる鋼材には、一般構造用鋼（SS 鋼：JIS G3101（2001））、溶接構造用鋼（SM 鋼：JIS G3106（2001））、建築構造用鋼（SN 鋼：JIS G3136（2001））の普通鋼や、低降伏点鋼（LY100、LY225 等）があるが、主として低降伏点鋼が用いられる。

低降伏点鋼は、鋼材ダンパーの減衰性能のばらつきに大きな影響を与える鋼材の降伏点ばらつきや伸び性能などの力学特性を改善した鋼材ダンパー専用の鋼材であり、高炉メーカー及び降伏耐力毎に建築基準法第 37 条 2 号による国土交通大臣の材料認定を受けている。低降伏点鋼の降伏点のばらつき幅は $\pm 20\text{N}/\text{mm}^2$ と規定されており、建築用鋼 SN400、SN490 などの降伏耐力幅 $120\text{N}/\text{mm}^2$ に比べて 1/3 程度と狭いものとなっている。低降伏点鋼では降伏点の規格幅の中央値を代表規格値としており、母材及び溶接部の基準強度（F 値）は降伏点規格幅の下限値となる。LY100、LY225 とともに振幅や繰り返し回数によって歪硬化による応力上昇が現れるが、LY100 の方がより歪硬化が顕著な材料となっている。

ダンパー部に建築用鋼等の普通鋼を用いる場合は、降伏点のばらつき幅が広い点を考慮しないと、補強設計で設定したダンパー部の降伏耐力で実際には塑性化せず、エネルギー吸収量を過小評価するケースがでてくる。そこで、ミルシートや材料引張試験結果の降伏点の値を用いてダンパーの断面サイズを決定するなど、確実にエネルギー吸収ができるようにする。

ダンパー部の保有エネルギー吸収性能を示す指標としては、累積塑性変形倍率がある。鋼材ダンパーの総エネルギー吸収性能は、変位振幅が大きくなるに従って小さくなる傾向があるため、累積塑性変形倍率も変位振幅を示す塑性率との関係で示される。保有累積塑性変形倍率は各ダンパーメーカーが製品・鋼種毎に実験データに基づき定めており、塑性率 10 程度で累積塑性変形倍率は 1000 程度以上となっている（解図 2.2.1 参照）。



解図 2.2.1 ダンパーの保有性能一例 (LY225)

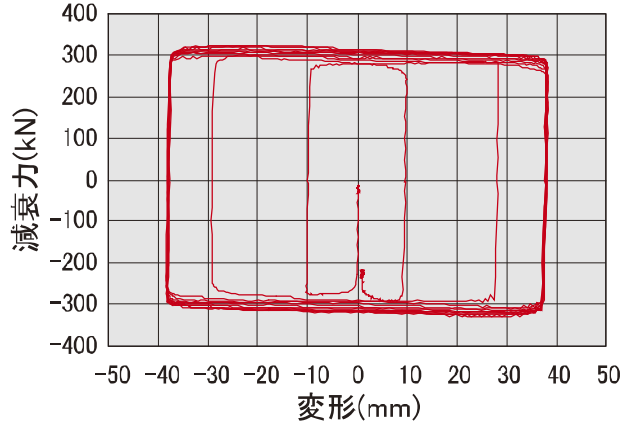
(技報堂出版「鋼構造建築物へのエネルギー法活用マニュアル」より転載)

・摩擦ダンパーの場合 (解図 2.2.2)

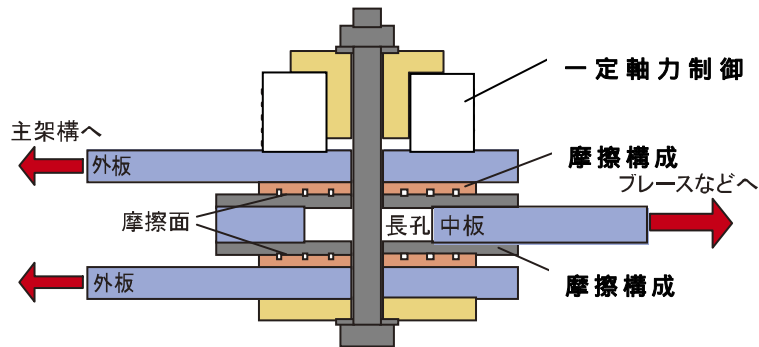
摩擦ダンパーの適用も可能である。摩擦ダンパーは接触する二つの固体間の摩擦力でエネルギーを吸収するダンパー (解図 2.2.3) である。一般鋼材ダンパーと比べ、降伏後の応力上昇が少なく安定的な挙動を示す。摩擦ダンパーのダンパー部は、製品によって摩擦面に面圧を作用させる軸力の発生機構 (解図 2.2.4、5 参照) や摩擦面の形状、摩擦材の材質等が異なるため、性能確認が重要となる。



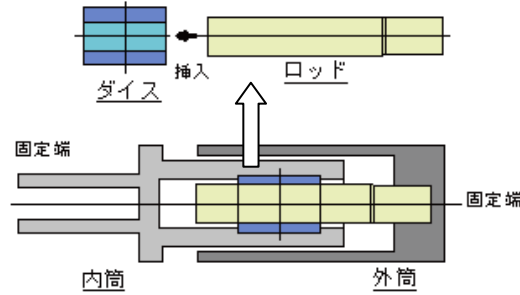
解図 2.2.2 摩擦ダンパーの一例



解図 2.2.3 摩擦ダンパーの荷重変形関係の一例



解図 2.2.4 摩擦ダンパーのディテールの一例 (ボルト締めタイプ)

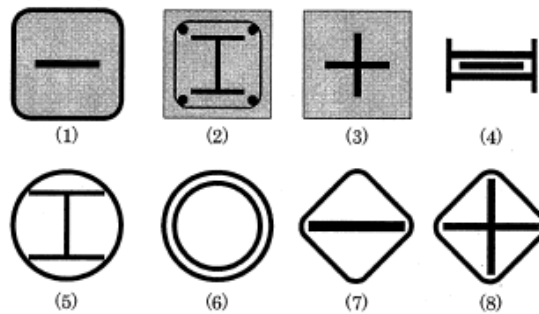


解図 2.2.5 摩擦ダンパーの詳細の一例（シリンダータイプ）

b. ブレース材

鋼材ダンパーの場合、ブレース材はダンパー部が圧縮変形した時に全体座屈や局部座屈を起こさないように必要な剛性を持った靴状の補剛材で座屈拘束した形状となる。座屈拘束の方法としては、平鋼や十字型のダンパー部を鋼管コンクリートや、円形又は角形の中空鋼管で拘束する方法や、ダンパー部となる鋼管を一回り大きい鋼管で拘束する方法など（解図 2.2.6 参照）がある。それぞれ、圧縮・引張時に対称で安定した復元力特性が得られるように、座屈拘束材にダンパー部の軸力が伝達されないような工夫がなされている。

摩擦ダンパーの場合は、解図 2.2.7 に示すように、ブレース材はダンパー部と長さ調節のための部材を直列に接合した形状となる。



解図 2.2.6 鋼材ダンパーの構成例

（JSSI「パッシブ制振構造 設計・施工マニュアル」より転載）



解図 2.2.7 摩擦ダンパーのブレース材

c. 接合部

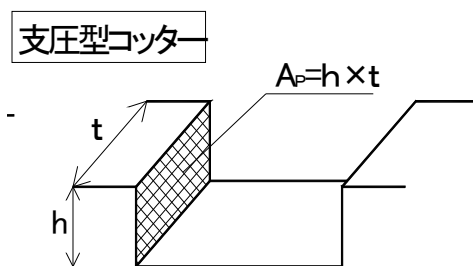
定着板の厚さ：

（1）設計における基本事項

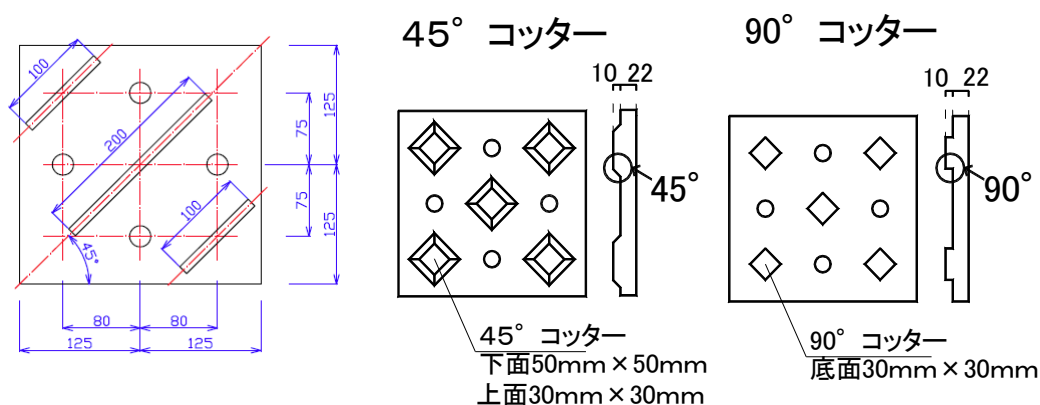
取付け部がほぼ剛接とみなせる性能を保持し、かつ定着板が損傷しない強度を与えることが必要である。

定着板の底面形状：

定着板の底面（既存躯体面）には、せん断力によるずれ剛性を確保するため支圧コッターを設ける。コッターの支圧面積 A_p （解図 2.2.8 参照）は、実験で確認した範囲として、定着板面積 A のおよそ 3% 以上とする。コッターの形状例を解図 2.2.9 に示す。図中左は幅、高さともに 10mm の鋼材を溶接している。また図の中央および右は角形（高さ 10mm）の鋼材を溶接しており、いずれもせん断抵抗を考慮してバランス良く配置することが必要である。



解図 2.2.8 支圧面積 A_p



解図 2.2.9 定着板裏面のコッター形状例

定着具は PC 鋼材を直接保持する器具で、本工法で使用するナット類も含まれる。これら定着具については、プレストレストコンクリート構造の定着装置および接合部について、2009 年版プレストレストコンクリート造技術基準解説及び設計・計算例に示されている試験方法によって性能確認されていることを原則とする。従って、新たに開発された定着具については上記通達を参考に、実験などによって性能の確認を行うことが必要となる。

緊張材については、平成 12 年建設省告示第 1446 号の第一第 21 号に指定されている日本工業規格（JIS G3109 1994）に適合する PC 鋼棒でなければならない。これらの規格に適合しないものを用いる場合は、法第 37 条第二号の規定に基づき前述の告示の別表第 2 の品質基準およびその測定方法などに適合するものとして、国土交通大臣の認定を受ける必要がある。

グラウトは適切なコンシステンシーを得られる範囲で、水セメント比を小さく選び、所定の圧縮強度を持つもので、適度の膨張率と水密性に富み、接している PC 鋼棒を防錆するのに十分な性能を有する必要がある。

まず、グラウトの塩化物イオン量について、JASS5 で定められている値に対して、グラウト内の塩分量総和が超えないことが必要である。またコンシステンシーは JP ロート試験によってその粘性度が分類されている。ここでの使用箇所は、定着板と既存 RC 躯体との間部分であり、低粘性から高粘性タイプを目安にすることができる。

グラウトの圧縮強度については、PC 鋼棒で圧着されるため、躯体側コンクリートの強度以上有することが原則である。通常であれば 30Mpa 以上が目安となろう。

2.3 接合部設計等の手順と補強工事

(1) 接合部の補強設計等の手順

接合部の設計とブレース材の軸力を負担する柱部材の安全性の検討について手順を示す。

ブレース材が負担する水平力の算定

ダンパー部、ブレース材および定着板の仕様決定（低降伏点鋼の種類、断面、ブレース材の座屈拘束機構や取り付け角度、定着板厚さ、底面コッター形状など）

接合部の設計および必要な余裕度の保証（接合部においてダンパー部降伏前後の破壊やダンパー部のエネルギー吸収を妨げるロス変形が生じないように設計）

既存架構・基礎及び設置地盤の安全性評価（既存架構の構造部材ならびに地盤での破壊が起きないことを確認）

脱落防止の検討

取り替え手順の検討（PC 鋼棒がアンボンド施工される場合）

(2) 補強工事

取り付け工事の基本的な工程（構造部材端部と基礎部別）と留意点を示す。

- ・ 上部 RC 構造部材： 接合部である構造部材側面の目荒らし PC 鋼棒用穿孔（取り外しを考慮する場合は PC 鋼棒の直径に対して、+3 ~ +5mm 程度のクリアランスを設ける） 定着板のセットおよびグラウト材の充填、養生 PC 鋼棒軸力導入
- ・ 基礎構造部材： 床スラブ開口工事（開口補強を含む） 取り付け部の側面の目荒らし PC 鋼棒用穿孔（取り外しを考慮する場合は、PC 鋼棒の直径に対して、+3 ~ +5mm 程度のクリアランスを設ける） 定着板のセットおよびグラウト材の充填、養生 PC 鋼棒軸力導入

[解説]

(1) 接合部補強設計の手順は以下のように行う。

既存建物の保有耐震性能（例えば 1s）に対して、必要なダンパー部の負担すべき水平耐力を決定する。

前項で定めた必要な水平耐力に基づき、ダンパー部に求められる必要なエネルギー吸収性能を満足するよう、ダンパー部およびブレース材の詳細（取り付け角度を含む）を決定する。また定着板の材料や形状、PC 鋼棒の導入力を 3.3 に基づき算定する。

接合部の耐力を算定し、ダンパー部が早期降伏することを確認する。また、ダンパー降伏後のエネルギー吸収性能を保証するために接合部耐力の安全余裕度について検討する。このとき、PC 鋼棒の導入力不足の場合は、 の検討に戻り定着板の仕様を変更する。また、接合部において顕著に発生するロス変形がある場合はそれらを適切に評価する。

ダンパー部の反力を受ける既存建物の部材・基礎および地盤の安全性能を検討する。

(2) 補強工事については、現況に応じて行うことが原則である。ここでは、一例として取り付け手順を以下に示す。また品質確保のために、定着端の防錆、保護を行う。

目荒らし作業

グラウトと RC 躯体は、PC 鋼棒の導入力を抗力とした摩擦力によって接続される。従って、既存 RC 架構との接合面は目荒らしを行って、十分な接着強度を保有させる必要がある。



写真 2.3.1 目荒らし



写真 2.3.2 定着板取り付け



写真 2.3.3 グラウト養生

第3章 接合部等の設計・評価

3.1 設計の原則

既存 RC 造架構との接合部等が先行破壊せず、ダンパー部が有効に地震エネルギーを吸収できるよう、十分な強度と剛性を確保するとともに、ブレース材が既存 RC 造架構と一体として拳動し地震力に抵抗できる機構とする。

[解説]

本工法は、既存躯体の層間変位に伴って、ブレース材（ダンパー部の支持材，1.2 参照）に取り付けられたダンパー部が軸方向に変形し、小さい層間変位レベルでダンパー部が早期降伏し、有効にエネルギー吸収を行うことで最大応答量を低減させるものである。この低減効果を妨げる要因としては以下が考えられる。

- 1.地震応答中に、接合部およびブレース材が取り付く既存の構造部材，ブレース材が破壊し、ダンパー部に応力が伝達されない（補強部材の破壊モードの特定）
- 2.地震応答中に、接合部およびブレース材が取り付く既存の構造部材において損傷が発生し、層間変形に応じたダンパー部の軸方向変形が小さくなる（補強部材の破壊モードの保証、ロス変形の評価）

上記は、ダンパー部降伏前の変形レベルにおける接合部およびブレース材、およびブレース材が取り付く既存の構造部材の破壊モードと、ダンパー部が降伏した後のエネルギー吸収効率について検討する必要があることを示している。なお、ブレース材の想定される破壊は降伏や座屈である。

上記 1 番に関連する項目として、ダンパー部が降伏する前の変形における、接合部およびブレース材が取り付く既存の構造部材，ブレース材で想定する破壊について検討し、それらの強度とダンパー部の降伏強度を比較して、ダンパー部の降伏が先行するかについて検討することが必要である。

一方、上記 2 番に関連する項目として、ダンパー部が降伏した後、まずはダンパー部の上限強度がどの程度になるかについて検討し、その上限となる応力に対して、接合部およびブレース材が取り付く既存の構造部材，ブレース材の損傷程度を検討し、ダンパー部に設計時に想定した軸方向変形が生じているかを検討する必要がある。具体的には、ダンパー部が負担する上限強度に対して、接合部及びブレース材の強度がある余裕度を有しておくことが一つの対策となる。また、本工法はブレース材端部がピン機構、すなわちブレース材がほぼ軸方向力のみ負担するとみなせるものを対象としており、それによるダンパー部の軸方向のロス変形についても想定する必要がある。すなわち、ロス変形に応じてダンパー部の吸収する履歴面積が変化するため、ダンパー部が吸収できるエネルギー量を適切に評価する必要がある。ロス変形についての検討は付録 1 を参照されたい。

3.2 接合方法の種類

接合部の構造形式は、接合部に生じる応力に対して、「3.1 設計の原則」に示した性能を保証できる工法（構造実験などによって性能が確認されている工法など）によるものとする。

[解説]

接合部には、本補強工法が小さい応答変形レベルにおいてダンパー部を早期降伏させるのに必要な強度・剛性を有することに加え、接合部における変形のロスを極力小さくできる機構であることが求められる。一般的にあと施工アンカーなどを用いて補強材をRC躯体に間接接合する工法が使用されているが、本工法においては変形のロスを小さくするために、PC鋼棒を用いて直接接合させることを原則としている。

3.3 接合部およびブレース材が取り付く既存構造部材の強度評価および余裕度

(1) 一般事項

(a) 適用範囲

既存架構（構造部材端部または基礎部分）に、ダンパー部を有するブレース材を外付けで直接接合し、ブレース材の端部は、ダンパー部に生じる応力が軸力のみとみなせる工法の接合部の設計に適用する。

(b) 使用材料

・ PC 鋼棒

2章に定めた品質を確保する。また定着完了時のPC鋼棒の許容引張応力度は、下記の値のうち小さい方とする。

0.70×PC鋼棒規格引張強度

0.80×PC鋼棒規格降伏点強度

・ 定着具

第2章に定めた性能を確保する。

・ グラウト材

第2章に定めた品質を確保する。

(c) 既存架構のコンクリート強度

既存架構のコンクリート強度は原則として18MPa以上とする。ただし、実験などにより安全性が確かめられたものについてはこの限りではない。

(2) 設計方針

本工法において接合部には、ダンパー部が早期に降伏して地震応答中に有効にエネルギー吸収を行うために必要な強度を与える。

(3) 設計強度および必要な安全余裕度

ダンパー降伏以外に生じる接合部およびブレース材が取り付く既存構造部材の破壊を防止するために、以下の破壊モードの耐力に対して必要な余裕度を与える。

(a) RC 構造部材のねじれ耐力

(b) RC 造梁部材の面外曲げ耐力

(c) 定着板の曲げ耐力

- (d) 定着板の浮き上がり耐力
- (e) グラウト材のせん断耐力
- (f) グラウト材と既存 RC 造部材間の摩擦耐力
- (g) コンクリートの許容支圧耐力

(4) 構造規定

- ・ グラウト材と接する既存 RC 造部材面は、十分な目荒らしおよびワイヤーブラシによる表面処理を行い、付着強度（摩擦係数）の増大を図る
- ・ 用いるグラウト材の強度は、設計基準強度が既存架構のコンクリート強度以上で良好な流動性を有し、既存架構との付着力を確保するためブリージングが無く、硬化時に適度の膨張を発生させる
- ・ 定着具及び PC 鋼棒は腐食防止に有効な保護処理を施す
- ・ 配置する PC 鋼棒は複数とし、原則として 4 本以上とする

[解説]

(1) 設計方針

PC 鋼棒やグラウトは、既存架構とダンパーブレース端部との間の応力伝達により生じるせん断力に対して、定着板のずれ変形、浮き上がり変形、グラウトのせん断変形、履歴ダンパーを取り付けた RC 構造部材のねじれ変形が過大にならない(すなわち履歴ダンパーが降伏して十分にエネルギー吸収する際に接合部が破壊しない)よう設計する。また、RC 架構の応答変形量に基づき、履歴ダンパーに期待する軸歪みを想定して、履歴ダンパーの応力を適切に定め、接合部の設計を行う。ただし低降伏点鋼等の引張強度のレンジ中央値を用いた場合にはこの限りではない。

(2) 設計強度

以下に示すそれぞれの式で耐力を算定できる。

a. RC 造構造部材のねじれ耐力

下記の式(解 3.3.1)は、既存架構から軸力を受けない梁部材を対象とした場合の耐力式^{3.1)}である。従って、柱に適用する場合は作用する軸力の効果を評価する必要がある。一般に圧縮軸力が作用する場合、ねじれ耐力は以下の式で得られる値より大きいと思われるが、その効果は十分に検証されていないため、安全側に評価するために以下の式をそのまま準用する。一方で、引張軸力が作用する場合は、以下の式で得られる値より小さいねじれ耐力となるため、引張軸力が作用する部分に本式を適用することはできないことに留意されたい。

$$T_{uo} = 1.01 \frac{b^2 D}{\sqrt{b}} \sqrt{F_c} + \left(0.66m + 0.33 \frac{d_0}{b_0} \right) \frac{A_0 \cdot a_v \cdot \sigma_{vy}}{s} \quad (\text{Nmm}) \quad (\text{解 3.3.1})$$

ただし、

T_{uo} : 終局ねじれモーメント、 b : 部材幅、 D : 部材せい、 F_c : コンクリート設計基準強度、 m : せん断補強筋量に対する軸方向筋量の比 ($=p_1 \cdot \sigma_y / p_v \cdot \sigma_{vy}$)、 d_0 : 長辺側のせん断補強筋中心間長さ、 b_0 : 短辺側のせん断補強筋中心間長さ、 A_0 : せん断補強筋の中心線で囲まれたコアコンクリートの面積、 a_v : せん断補強筋断面積、 σ_{vy} : せん断補強筋の

降伏強度、 σ_y ：軸方向鉄筋の降伏強度、 p_l ：軸方向鉄筋比 ($=a_l/b \cdot D$)、 p_v ：せん断補強筋比 ($=a_v \cdot l_{pv}/B \cdot D \cdot s$)、 a_l ：軸方向鉄筋の全断面積、 l_{pv} ：せん断補強筋の中心線で囲まれた周長

また梁部材に適用する場合においても、ブレース材の取り付け角度に応じてブレース材から接合部に対して、梁軸方向に応力が生じる。圧縮軸力が作用する場合は、ねじれ耐力は式(解 3.3.1)で安全側に評価できるが、大きな引張軸力が作用する場合は式(解 3.3.1)で必ずしも安全とは言えない。既往の実験では、梁軸方向に対して 45 度傾けた実験がほとんどである。また文献 3.2)では、梁軸方向に対して 30 度傾け、ブレース応力に対して梁に作用する軸力が卓越する試験体においては、計算より小さいねじれ耐力となることが示されている。従って、梁軸方向に対して 45 度より小さい角度で取り付けるような場合は別途、ねじれに対する検討が必要になる。

b. RC 造構造部材の面外曲げ耐力

ブレース材を梁部材に取り付けた場合、ダンパー部の負担軸力の水平成分により面外曲げモーメントが作用する。通常の耐震設計においては梁の面外曲げ耐力を求めることは稀であるが、本工法においてはそれを式(解 3.3.2)で求める。ただし式中の a_t や D にはスラブの協力分を考慮してよい。また軸力 N については、ダンパー部の負担水平力を考慮することが必要である。

$${}_cM_u = 0.8 \cdot a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.5 \cdot N \cdot D \cdot \left(1 - \frac{N}{b \cdot D \cdot F_c} \right) \quad [N \cdot mm] \quad (\text{解 3.3.2})$$

ただし、

a_t ：引張鉄筋断面積 (mm^2)、 σ_y ：引張鉄筋の降伏強度 (N/mm^2)、 D ：部材せい (mm ，この場合は幅)、 b ：部材幅 (mm ，この場合はせい)、 N ：軸力 (N)

c. 定着板の曲げ耐力 (定着板の板厚の算定)

定着板の板厚の検討は、日本建築学会「高力ボルト接合設計施工ガイドブック」(2003.12)による高力ボルト引張接合の設計に準拠して行う。ここで仮定する応力状態を解図 3.3.1 に示す。定着板は浮き上がりが生じないように PC 鋼棒により圧着接合されていることから材間圧縮力が一様に分布しており、引張側 PC 鋼棒位置とガセットプレート間は両端固定梁的挙動を示すと考える。従って、定着板の板厚に関する検討は以下のように行う。

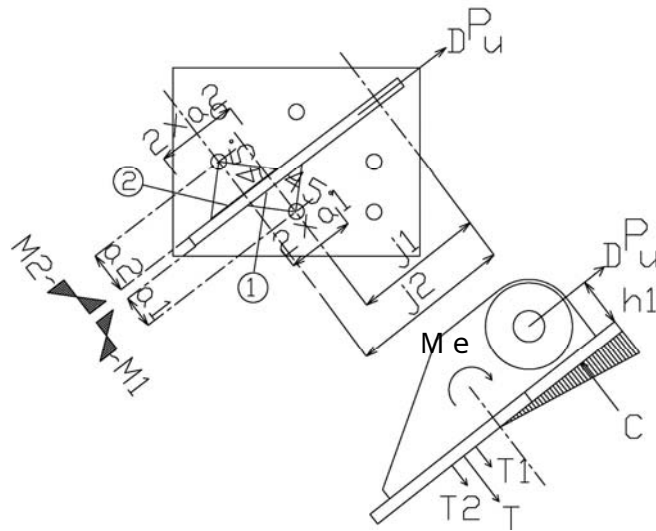
断面の板厚 T_{p1}

$$M_1 = \frac{T_1 \cdot a_1}{2} \quad (\text{解 3.3.3})$$

$$\frac{M_1}{Z_p} \leq f_b \quad (\text{解 3.3.4})$$

ここで、 T_1 ：PC 鋼棒に作用する引張力 ($T_1 = \frac{a_2}{a_1 + a_2} \cdot T$)

$$Z_{p1}：\text{検討断面の断面係数} \left(Z_{p1} = \frac{2 \cdot a_1 \cdot b_E \cdot t_p^2}{6} \right)$$



解図 3.3.1 定着板の曲げ検討モデル

式(解 3.3.3)(解 3.3.4)より、断面の板厚 t_{p1} は式解(3.3.6)より求める。また、同様にして断面の板厚 t_{p2} は式解(3.3.7)より求める。定着板の許容曲げ応力度 f_b は建築学会鋼構造規準のベアリングプレートなど面外に曲げを受ける板の許容曲げ応力度に基づく。

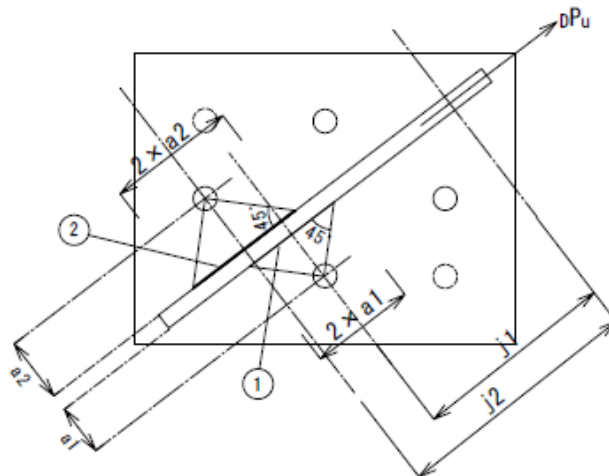
以上のことから、偏心曲げによって生じる定着板の曲げ応力度が定着板の短期許容曲げ応力度以下になるように、定着板の板厚 t_p は解図 3.3.2 を参照して下式により決定する。

$$t_p \geq \max(t_{p1}, t_{p2}) \quad (\text{解 3.3.5})$$

$$t_{p1} = \sqrt{\frac{3 \cdot T \cdot a_2}{2 \cdot (a_1 + a_2) \cdot f_b}} \quad (\text{解 3.3.6})$$

$$t_{p2} = \sqrt{\frac{3 \cdot T \cdot a_1}{2 \cdot (a_1 + a_2) \cdot f_b}} \quad (\text{解 3.3.7})$$

ここに、 t_{p1} ：検討断面の板厚、 t_{p2} ：検討断面の板厚、 T ：PC 鋼棒に作用する引張合力(= M_e/j)、 M_e ：偏心曲げモーメント(= $D P_u \times h_1$)、 j ：応力中心間距離(= $(j_1 + j_2)/2$)、 f_b ：定着板の短期許容曲げ応力度(= $F/1.3 \times 1.5$)、 h_1 ：定着板面からピン孔中心までの距離



解図 3.3.2 定着板の曲げ検討モデル

d. 定着板の浮き上がり耐力

ダンパー部が負担する軸力によって、定着板底面にはモーメントが作用し、PC 鋼棒の緊張力によって抵抗する。この場合、取り付け角度によって作用するモーメントが異なるため、梁および柱の材軸方向について検討することとする。ただし、どちらか一方で安全性を把握できる場合は、その一方を検討しておけばよい。

$$M_{ul} = e \cdot Q_{ul} = e \cdot Z \cdot n_{pc} \cdot N_{pc} / (h \cdot A) \quad (\text{Nmm}) \quad (\text{解 3.3.8})$$

Q_{ul} : 定着板浮上り耐力(N)

Z : 定着板底面の断面係数(mm³)

n_{PC} : 取付けた PC 鋼棒の本数

N_{PC} : PC 鋼棒 1 本当たりの有効緊張力(N)

h : フェイス位置からブレースピンまでの距離(mm)

A : 定着板の底面積(mm²)

有効緊張力は特別な検討を行わない場合、プレストレス有効率として 0.85 を用いてよい。ただし、取り付ける RC 部材の幅が小さい場合や用いるグラウト材のクリープ性状が大きい場合などについては上記有効率を 0.8 程度に低減することが望ましい。

e. グラウトのせん断耐力

ダンパー部が負担する軸力によって、定着板裏面にはせん断力が作用する。その際、定着板が滑らないよう底面には解図 2.2.9 に示すコッターが施されている。このコッターに接するグラウトは圧縮応力を受ける。そこで、グラウト材のせん断耐力 Q_{Gs} は、プレキャスト RC 部材接合部の設計式 3.3) を参考に、シアキーの支圧耐力と圧縮軸力下の摩擦抵抗の累加式として式(解 3.3.9)で与える。

$$Q_{Gs} = n_{sky} \cdot Q_{sky} + Q_{sl} \quad (\text{解 3.3.9})$$

Q_{Gs} : グラウトのせん断破壊耐力(N)

n_{sky} : コッターの個数

Q_{sky} : コッターの支配耐力で決まる値(= $A_p \cdot \sigma_G \cdot (1+\gamma)$)

A_p : コッターの支配面積(mm²) (解図 2.2.8 参照)

σ_G : グラウトの圧縮耐力(N/mm²)

γ : 圧縮耐力による耐力増加割合(= $3.55 \sqrt{\sigma_N / \sigma_G}$)

σ_N : 接合面に生じる圧縮軸応力度(N/mm²)

f. グラウト面と RC 架構境界面の摩擦耐力

$$Q_{sl} = \mu \cdot n_{pc} \cdot N_{pc} \quad (\text{N}) \quad (\text{解 3.3.10})$$

Q_{sl} : 滑り耐力時のブレース応力(N)

μ : 摩擦係数 0.63 (文献 3.6 参照)

n_{PC} : 取付けた PC 鋼棒の本数

g. コンクリートの許容支圧耐力

$$P_0 = p \times A \quad (\text{解 3.3.11})$$

p : 許容支圧応力度 (< 2/3Fc)

A：支圧面積

プレストレス圧着力は定着具(ブレース材を取り付ける既存 RC 造部材の他方の側面に設ける鋼板)を経てコンクリートに伝わるので、定着具直下のコンクリートは局所的な圧縮力を受ける。このため、この圧縮応力度の検定を行わなければならない。コンクリートの許容支圧応力度 f_n は、学会 PC 規準および外側耐震改修マニュアル^{3,4)}に準拠し下式で算出する。

$$f_n = 0.6F_c \sqrt{\frac{A_c}{A_1}} \quad (\text{解 3.3.12})$$

ここで、同式中の A_c (支承面積) および A_1 (支圧表面積) を定着具面積 A とすれば $\sqrt{A_c/A_1}$ は 1 となる。支圧応力度 p は、PC 鋼棒の導入緊張力 P_0 を定着具面積 A で除して求め、これが f_n 以下であることを確かめる。

(3) 必要な安全余裕度

(a) RC 造構造部材のねじれ耐力

(2) で示したねじれ耐力式 (解 3.3.1) について、これまでの実験研究^{3,2)}が行われており、ここではそれらを参考に以下の値を提案する。

接合部の設計を行う上で接合部に発生する応力を把握することは重要である。既往の研究^{3,2)}において、RC 梁端部とブレース端部接合部を再現した 8 体の試験体に対して要素実験が実施されている。解表 3.3.1 に各試験体の概要を示す。

解図 3.3.3 に、ねじれ余裕度 R_t の結果を、RC 造架構試験体と要素試験体を併せて示す。ここで、 R_t は実験で得られた最大ねじれ耐力 M_{tuo} に対する計算ねじれ耐力 T_{uo} (解 3.3.1) の比を算定したものであり、破壊モードに至らないことを保証するための必要な安全余裕度である。

$$M_{tuo} = e \cdot P_{dmax} \cdot \cos \phi \quad (\text{解 3.3.13})$$

ここに、 e : 梁材芯からブレース端部までの偏心距離(m)

P_{dmax} : 実験時ブレース最大荷重(kN)

ϕ : ブレース取付角度(°)

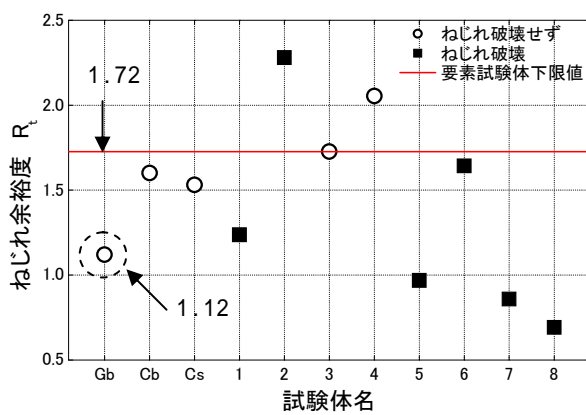
過去の要素試験体の結果では、ねじれ破壊が起こらなかった試験体 3 の余裕度である 1.72 を下限値としてねじれ余裕度と定めていた。しかし、文献 3.5 に示された試験体 Gb は最終的に梁端部がねじれ破壊に至っていない。また、スラブ付きの試験体 8 の結果からスラブが付くことによって多少耐力が上昇する効果も確認されているが、その効果は大きくはない。そこで、梁が降伏する場合には、前述の試験体 Gb の余裕度である 1.12 程度 (解図 3.3.3 中の波線) を保証すれば接合部が破壊する状態までには至らないと考えられる。しかしながら、解図 3.3.4 で示すように接合部の損傷が大きくなることでねじれ回転角が 1/100rad. 以降大きくなり、その結果、ロス変形が全体的に増大し、エネルギー吸収性能が低下することが想定される。このように応答塑性率が大きく、かつね

じれ余裕度が低い梁部材に取り付けるような場合においては、ダンパーのエネルギー吸収性能を小さく見積もるなどバランスのとれた評価が求められる。

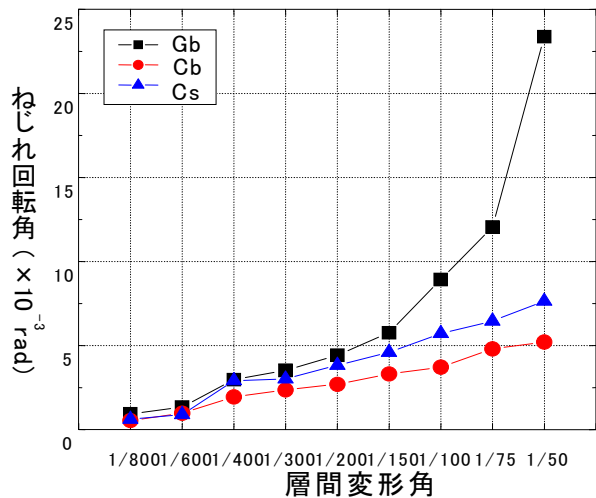
一方で、梁が降伏しない場合には、解図 3.3.3 に示す試験体 Cs の余裕度である 1.5 以上あればよい。ちなみにたれ壁のねじれ抑制効果はここでは無視している。

解表 3.3.1 要素試験体概要

試験体	スラブの有無	破壊性状
1,2,5~7	無し	ねじれ破壊
8	有り	
3,4	無し	ねじれ破壊に至らず



解図 3.3.3 各試験体の梁のねじれ余裕度



解図 3.3.4 梁部材のねじれ挙動

(b) RC 造梁部材の面外曲げ耐力

面外曲げ耐力については、(解 3.3.2) 式自体のばらつきはさほど大きくないため、現行の構造関係技術基準解説書に準じて取り付くスラブの有効幅として 1m 程度を想定した曲げ耐力を用いることとし、(解 3.3.2) 式を用いた場合の余裕度は既存 RC 造部材の強度のばらつきを考慮して 1.1 倍以上とする。

(c) 定着板の浮き上がり耐力 (d) グラウト材のせん断耐力 (e) グラウト材と既存 RC 造部材間の摩擦耐力 (f) コンクリートの許容支圧耐力の余裕度については、現時点においては技術資料が十分ではないため、(解 3.3.3) ~ (解 3.3.6) 式を用いた場合は、施工時の精度のばらつきなどを勘案し、原則として 1.2 倍以上の余裕度を有することとする。ただし、実験など詳細な方法で安全性が確認された場合はその限りではない。

(4) 構造規定

- ・ グラウトと接する既存 RC 造架構面は十分な目荒らしおよびワイヤーブラシによる表面処理を行い、付着強度（摩擦係数）の増大を図る。
- ・ 用いるグラウトの強度は、設計基準強度が 30MPa 以上（最低、既存 RC 造架構のコンクリート強度以上）で良好な流動性を有し、既存架構との付着力を確保するためブリ

ージングが無く、硬化時に適度の膨張を発生させる。

- ・ 定着板及び PC 鋼棒は腐食しないよう適切な処理を施す。
- ・ PC 鋼棒は複数本とする（4 本以上を推奨）。

3.4 既存架構などの安全性評価

地震応答中に生じるダンパー部の応力を負担するブレース材が取り付く既存構造部材・基礎および地盤については、それらの安全性を評価する。

解説案：

（1）RC 上部構造部の安全性の検討

接合部以外の RC 躯体については、ダンパーが負担する応力に対する反力を負担することになるため、柱部材については長期軸力や地震による変動軸力に加えて、当該反力を加えた応力に対して部材の破壊モードや軸力保持能力などの構造安全性を検討する必要がある。

（2）基礎地盤の安全性の検討（接地圧と基礎スラブなど）

既存 RC 躯体(上部構造物)に、本マニュアルで対象とするダンパー補強を行った場合、長期軸力や地震力による変動軸力に加えて、ダンパー部の負担応力が柱部材を介して、基礎構造ならびに地盤に伝達される。その際に、圧縮応力を負担する基礎スラブや接する地盤において圧縮破壊が生じないことを確認する必要がある。

参考文献

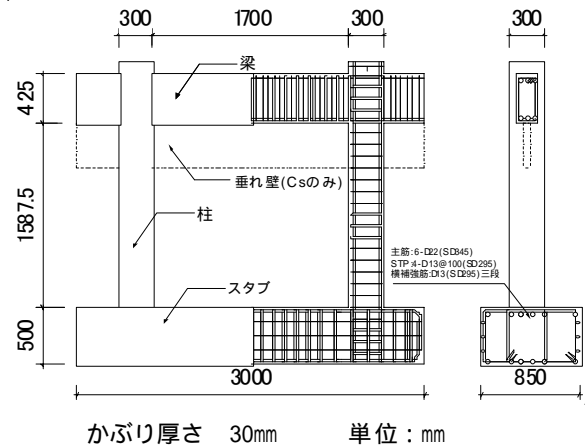
- 3.1) 向井智久、石田陽一、石井匠、田中豊延、井戸建介、北村春幸：「梁端部のねじれ挙動を考慮した外付け制振補強 RC 架構に関する実験的研究」、日本建築学会構造系論文集 584 号、pp.139-146、2004.10
- 3.2) 箕輪田翔、長谷川隆、森田高市、向井智久、石井匠、佐藤大樹、北村春幸：「外付け制振補強における RC 造梁部材とダンパーブレースとの接合部要素実験」日本建築学会関東支部研究報告集、pp.165-168、2008.3
- 3.3) 中野克彦、松崎育弘：「プレキャスト RC 部材接合面におけるせん断抵抗要素の耐力累加方法」、日本建築学会構造系論文報告集、No.550、pp.151-158、2001.12
- 3.4) 建築防災協会：「既存鉄筋コンクリート造建築物の外側耐震改修マニュアル」2002.9
- 3.5) 住岡良紀、向井智久、北村春幸、佐藤大樹：「RC 架構を対象とした外付け制振工法の補強効果に関する研究」、日本コンクリート工学年次論文集、Vol31、NO.2、pp.1441-1446、2009.7
- 3.6) 石田陽一、向井智久、石井匠、北村春幸：「繰り返し斜め載荷下における制振ブレースを外付けした RC 造の梁端部および取り付け部の破壊性状と評価手法」、日本コンクリート工学年次論文集、Vol25、NO.2、pp.1321-1326、2003.7

付録 1 枠なし外付け履歴型ダンパー補強による RC 造架構の構造実験

3.1 の解説に記載のある枠なし外付け履歴型ダンパー補強における補強部材のロス変形は、本工法の補強効果に大きな影響を及ぼす。ここでは、そのロス変形について文献 3.1) で実験的に検討されているため以下にその概要を示す。ここでは破壊モードの異なる 1 層 1 スパンの RC 造架構試験体 3 体に対して、低降伏点鋼材からなるダンパー部を有する座屈拘束ブレース材を両端ピン機構にして、RC 梁端部に面外方向から定着板およびグラウトを介して PC 鋼棒によって直接接合している。

試験体計画

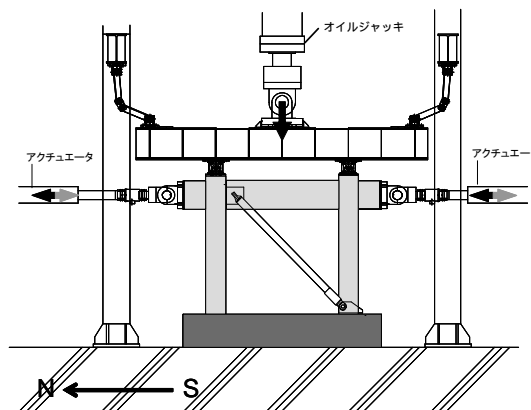
付図 1.1 に試験体配筋例と寸法を示す。試験体は 1 層 1 スパンラーメンを実大の 1/2 に縮小したモデルで、崩壊形の異なる 3 体（梁曲げ降伏型 Gb、柱曲げ降伏型 Cb、柱せん断破壊型 Cs）を製作した。各試験体とも 250kN 程度の層せん断耐力を目標に設計している。いずれも梁部材は、ブレース応力によりねじれ破壊しないよう設計している。また、せん断破壊する試験体は、たれ壁を設けて F 値 1.0 相当となるよう設計している。ブレース取付角度は全試験体共通して 45° である。



付図 1.1 試験体概要

加力計画

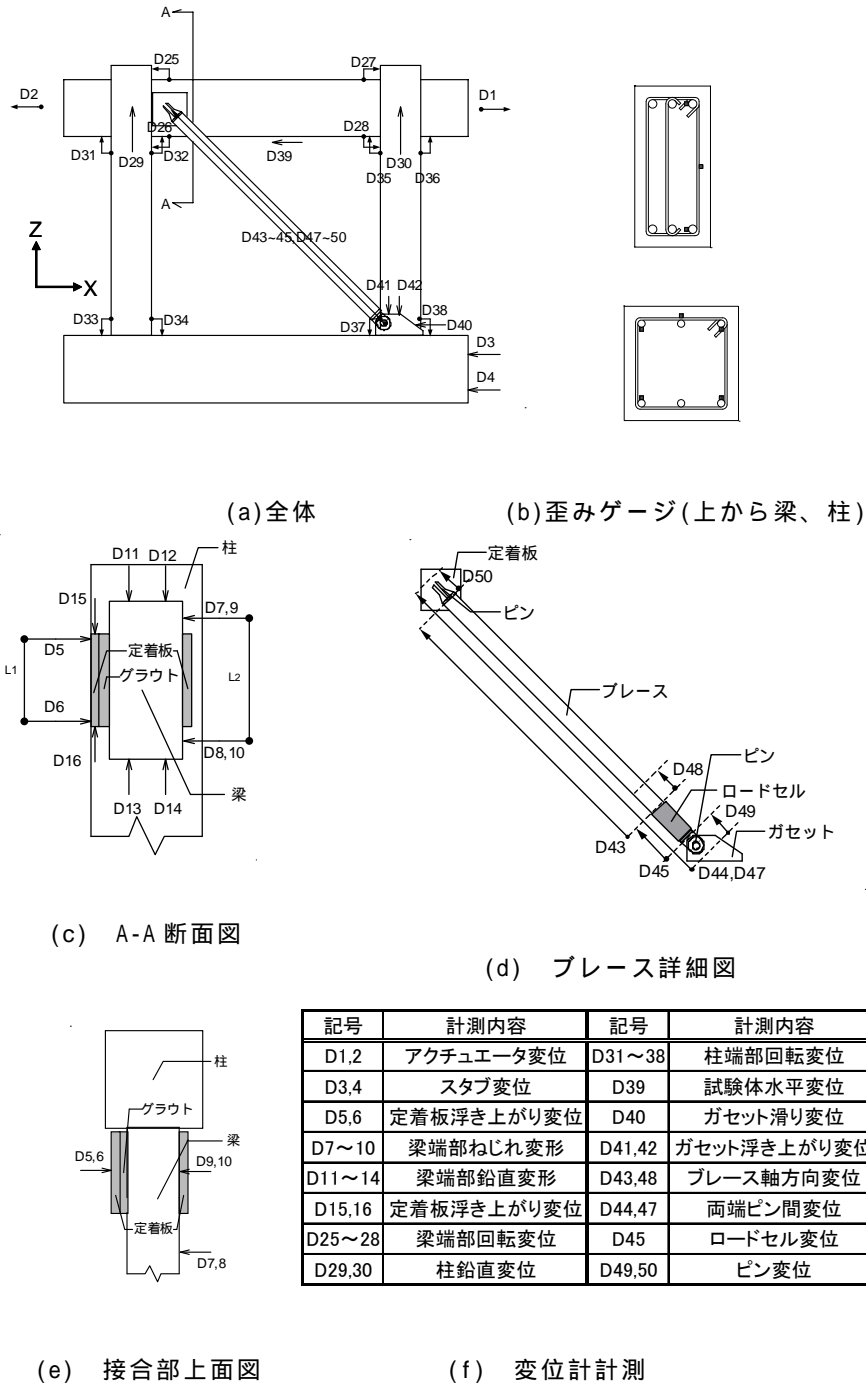
付図 1.2 に RC 試験体を含めた加力装置を示す。水平方向の荷重は両端のアクチュエータを同時に同方向に稼働させることで、RC 架構のみの加力を想定した場合に梁に軸力が作用しないよう考慮した。各柱にはオイルジャッキを用いて軸力比が 0.1 (既存 RC 造 4 層建物の 2 階中柱の長期軸力相当) となる初期軸力を作用させた。荷重は RC 梁中央に設置した変位計により算出した層間変形角で制御し、 $R=1/800$ 、 $1/600$ を 1 回ずつ荷重しブレースが降伏荷重に達した後、ブレースの履歴エネルギー吸収レベルとして $R=1/400$ 、 $1/300$ 、 $1/200$ 、 $1/150$ 、 $1/100$ を同一変形で 5 回繰返し荷重を行う。その後 RC フレームにもエネルギー吸収を期待するレベルとして、 $R=1/75$ 、 $1/50$ の変形で 2 回繰返し荷重を行う。また、ブレース引張荷重時を正荷重とした。



付図 1.2 加力装置

計測計画

測定項目は、ジャッキおよびアクチュエータの荷重、ブレース軸力、試験体各部変形、主筋、せん断補強筋、PC鋼棒のひずみである。付図 1.3 に変位計の設置位置、ひずみゲージの貼付位置を示す。本実験においては、ブレースのロス変形を計測するために、ブレース応力測定用のロードセル部分に生じるロス、ブレース端部のピン部分に生じるロスをそれぞれ直接計測している。また、変位計より算出するねじれ回転角 θ_i 、定着板浮き上がり回転角 $\theta_{u,i}$ 、定着板滑り変位(RC-グラウト間、グラウト - 定着板間の変位、グラウトのせん断変形とする)を算定できる。

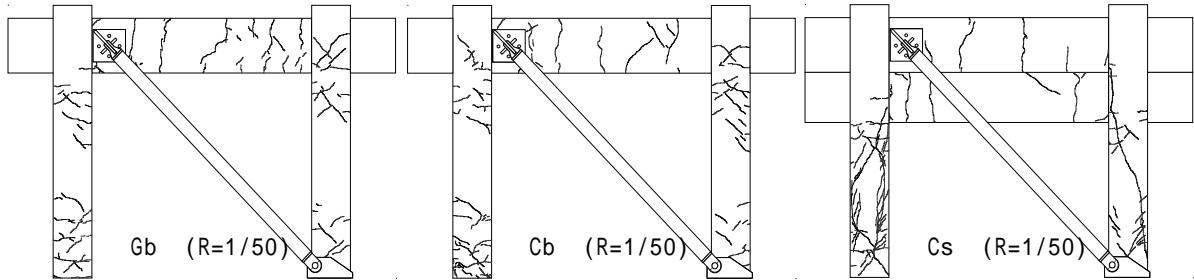


付図 1.3 変位計および歪みゲージによる計測情報

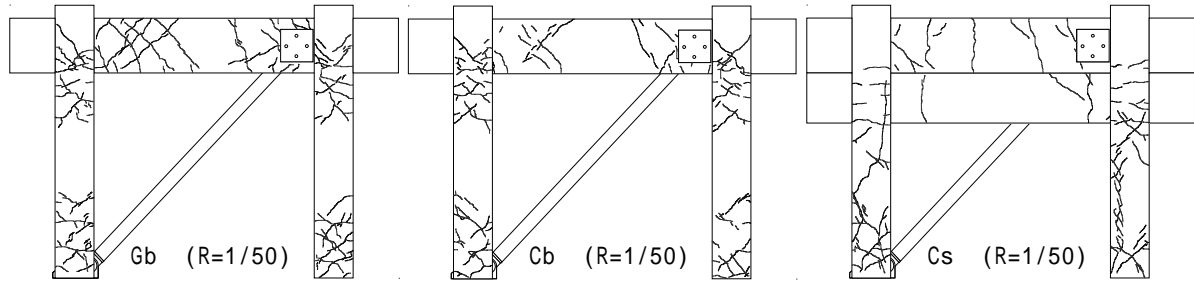
実験結果及び考察

試験体の破壊性状及び各荷重 - 層間変形角関係

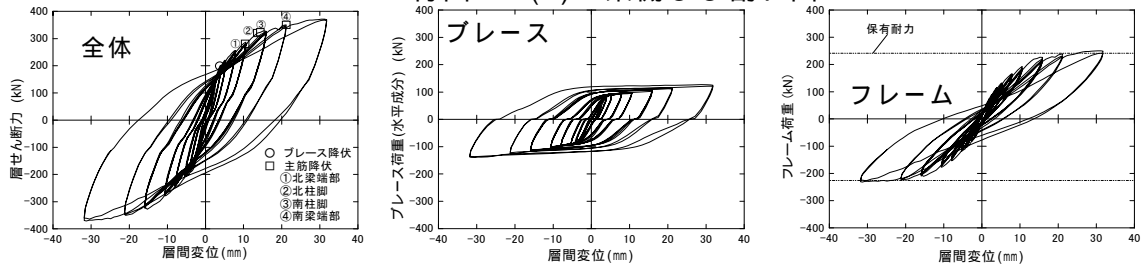
付図 1.4 に各試験体のひび割れ状況(制振ブレース取付状態での最終ひび割れ)、付図 1.5 に全体(プロットは各降伏点)、ブレース、フレームの各荷重 - 変位関係を示す。フレーム荷重は層せん断力からブレース荷重水平成分を除いたものと定義した。また、付図 1.5 の破線は各試験体の設計時のメカニズム時耐力を表す。



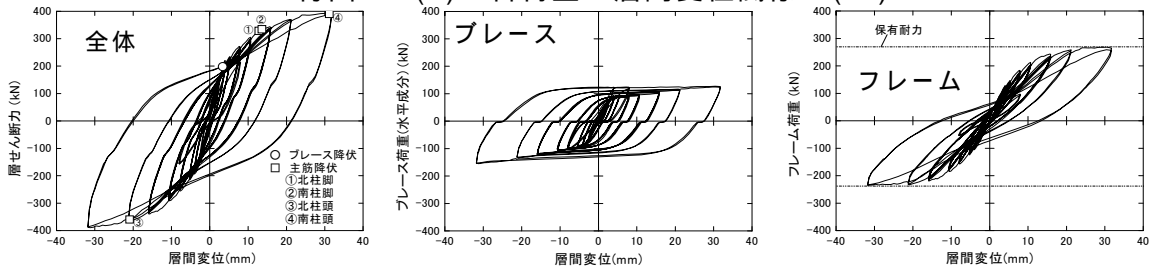
付図 1.4(a) 西側ひび割れ図



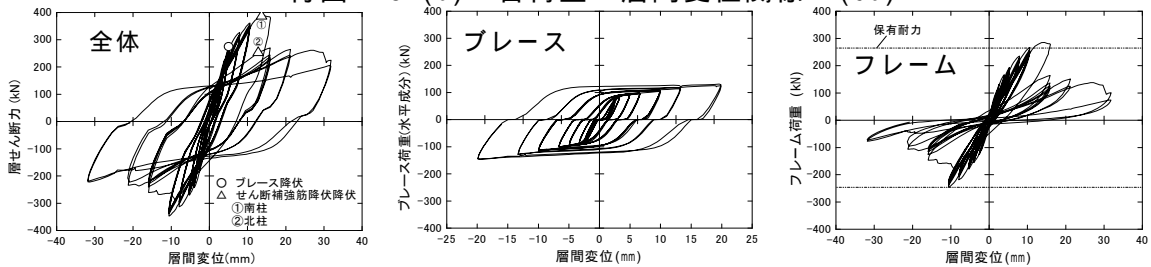
付図 1.4(b) 東側ひび割れ図



付図 1.5(a) 各荷重 - 層間変位関係 (Gb)



付図 1.5(b) 各荷重 - 層間変位関係 (Cb)



付図 1.5(c) 各荷重 - 層間変位関係 (Cs)

Gbの実験結果について、 $R=1/400\text{rad}$ 第1サイクル負荷荷時にブレースが降伏し()、次いで梁端部付近にて曲げひび割れが見られた。 $R=1/200\text{rad}$ では、第1サイクル正載荷時に北側梁端部の主筋が降伏した()。 $R=1/150\text{rad}$ では、第1サイクルの負荷荷時に両柱脚部の主筋が降伏した()。 $R=1/75\text{rad}$ では、梁端部のねじれ変形が進行し梁中央にねじれによるひび割れが顕著に現れた(付図 1.4(b) Gb)。 $R=1/50\text{rad}$ では、南側梁端部の主筋が降伏し()、設計時保有耐力に達し想定した梁曲げ降伏形の崩壊機構に至った。その際、梁端部のねじれ破壊には至らなかった。また、北側と南側の梁端部の比較より、ブレースを外付けすることにより、梁の損傷度合いが変わることも確認した。

Cbの実験結果について述べる。 $R=1/400\text{rad}$ の第1サイクル正載荷時にブレースが降伏し()、北側梁端部付近にてひび割れが見られたが(付図 1.4(a, b) Cb)、その後はひび割れが進行するが、幅の大きなひび割れは見られなかった。 $R=1/100\text{rad}$ の正載荷時に両柱脚部の主筋が降伏し()、また北側の梁端部にねじれ変形によるひび割れが見られたが、Gbと比較すると損傷度は少なかった(付図 1.4(b) Cb)。 $R=1/75\text{rad}$ の第1サイクル負荷荷時に北柱頭の主筋が降伏()、 $R=1/50\text{rad}$ の第1サイクル正載荷時に北柱頭の主筋が降伏し()、設計時保有耐力に達し想定した柱曲げ降伏形の崩壊機構に至った。その際、Gbと比較すると梁端部の損傷は少なかった。

Csの実験結果を述べる。Csは他の試験体に比べクリアランスの大きいピン(=±0.6mm)を用いたため、 $R=1/400\text{rad}$ ではブレースが降伏しなかった。 $R=1/300\text{rad}$ でブレースが降伏し()、柱頭、柱脚部でひび割れが見られ始めた。 $R=1/200\text{rad}$ ではせん断ひび割れが見られ、 $R=1/150\text{rad}$ では付着割裂を伴うせん断ひび割れが発生した。 $R=1/100\text{rad}$ では南柱のせん断補強筋が降伏し()、その後破裂音と共にせん断補強筋が破断し、せん断破壊を起こして急激な耐力低下が見られ、その際、北柱では付着割裂を伴うせん断ひび割れが顕著に見られるようになった(付図 1.4(a) Cs)。 $R=1/75\text{rad}$ で北柱のせん断補強筋も降伏し()、また南柱ではせん断補強筋の破断が1回、 $R=1/50\text{rad}$ でも1回発生し、さらに耐力の低下が進み、 $R=1/50\text{rad}$ の2サイクル目途中で柱の軸方向に縮む変形が増大し、軸力保持限界状態に至ったため載荷を終了した。しかし、柱のせん断破壊後から $R=1/50\text{rad}$ の1サイクル目までは、ブレースはエネルギー吸収を行った。また、梁の損傷はCb試験体と同程度と小さかった。

全試験体に共通して、ブレース取付裏側の梁側面でねじれひび割れが見られた。

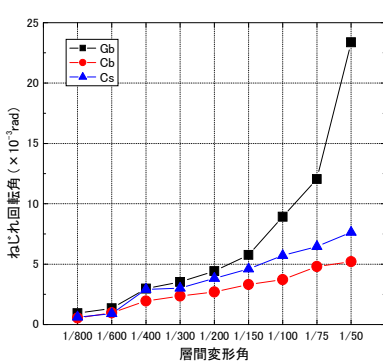
PC 鋼棒軸力保持率と梁端部損傷の関係

付図 1.6 にねじれ回転角 θ_r 、付図 1.7 に RC-定着板間滑り変位(以下定着板滑り変位) $\delta_{s/l}$ 、付図 1.8 に PC 鋼棒軸力保持率(=PC 鋼棒軸力/PC 鋼棒初期導入軸力)と、 R との関係を示す。付図 1.6 より、Cb、Cs に比べ、Gb が $R=1/100\text{rad}$ を超えてから θ_r が急激に増えていることがわかる。これは、他の試験体に比べ Gb は梁端部のねじれ耐力の余裕度が小さく、かつ梁端が曲げ降伏する試験体であるために、ねじれ変形が大きく進んだといえる。

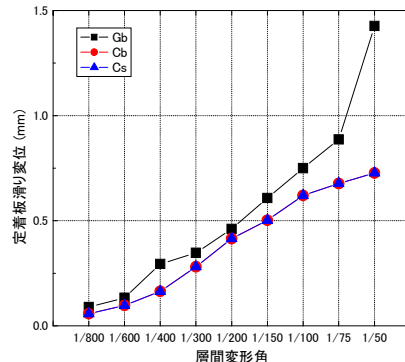
付図 1.7 より、Cb、Cs に比べ、Gb が $R=1/100\text{rad}$ を超えてから $\delta_{s/l}$ が急激に増えていることがわかる。また、付図 1.8 より、PC 鋼棒軸力保持率が、Cb、Cs は 90%以上を保持しているのに対し、Gb は $R=1/100\text{rad}$ を超えたあたりから 80%台まで低下している。さら

に、付図 1.6 と付図 1.8 より、 θ_i の増加と PC 鋼棒軸力保持率の減少が対応している。

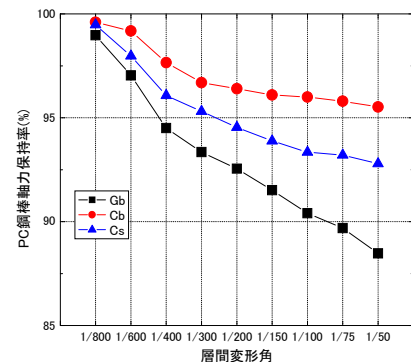
つまり、梁のねじれ変形および梁端部のひび割れ損傷の増大に伴い、PC 鋼棒の軸力が減少し、定着板の圧着度が減少することで、滑り変位が増大することがわかった。



付図 1.6 ねじれ回転角



付図 1.7 定着板滑り変位



付図 1.8 PC 鋼棒軸力保持率

実験より得られたロス変形成分

ブレースの変形性能低下の原因と考えられるロス変形成分として、梁端部のねじれ変形、定着板の滑り変位、定着板の浮き上がり変位、ピンのガタ、本実験においてはブレースに設置したロードセルのガタの要素が考えられる。

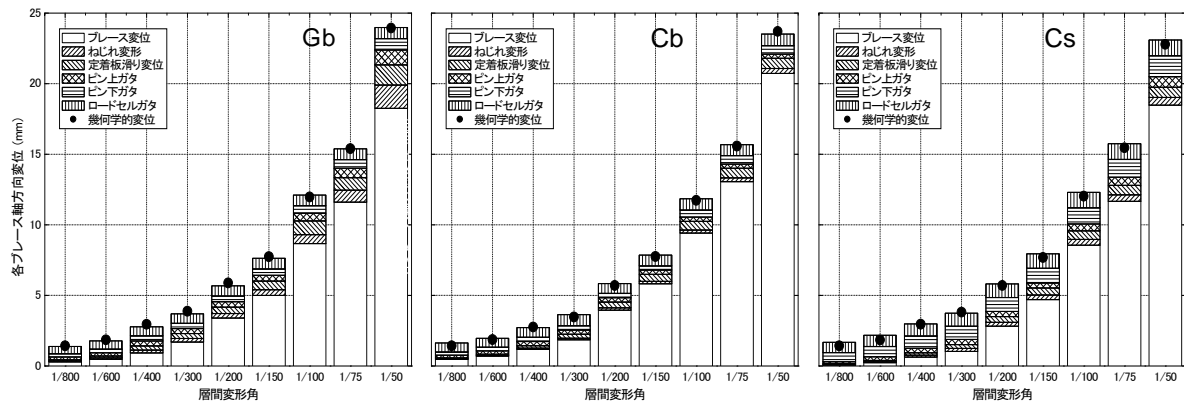
付図 1.9 に、各ロス変形成分にブレース変位を加えた値と、幾何学的変位 (= 全体水平変位 (付図 1.3 の変位計 D39) から幾何学的に求まるブレース軸方向成分) 値を、層間変形角ごとに示す。各ロス変形は全てブレース軸方向で生じており、ピン、ロードセルについては計測結果を直接使い、定着板の滑り変位はブレース軸方向に変換した。また、ねじれ変形 δ_{td} については付式 (1) に算出方法を示す。

$$\delta_{td} = \frac{b}{\theta_i} \left(1 - \sqrt{1 - \theta_i^2} \right) \cos \phi \quad (\theta_i = 0 \text{ の時, } \delta_{td} = 0) \quad (1)$$

ここに、 b : 梁の幅 (mm)、 ϕ : ブレース取付角度 ($^\circ$)

なお、定着板の浮き上がり変位については極微小であったために除外した。

付図 1.9 より、全試験体ともブレース変位とロス変形の和が概ね幾何学的変位とほぼ一致した結果であることから、接合部のロス変形の要素としては、ここで挙げた梁端部のねじれ変形、定着板の滑り変位、ピンのガタ (本実験においてはロードセルのガタ) が支配的であることが確認できた。また、最もロスの少ない Cb とロスの大きい Gb とを比較すると、Cb に比べ Gb のブレース変位の絶対量が少ないことがわかる。Cb と Cs を比較しても同様のことがいえる。このことから、接合部のロス変形はブレースのエネルギー吸収性能を低下させることとなる。



付図 1.9 各ブレース軸方向変位 - 層間変形角

謝辞

本建築研究資料は、平成 18 年度～20 年度に実施された（独）建築研究所の個別重点研究開発課題である「耐震化率向上を目指した普及型耐震改修技術の開発」の鋼構造分科会（主査：北村春幸東京理科大学教授）で行った一連の実験や解析結果に基づくものです。その後、平成 21～22 年度には、「鋼材ダンパーによる耐震補強建物の設計事例等検討委員会（主査：北村春幸東京理科大学教授）」を設置して、設計事例と換算 I_s 値の追加検討を行うとともに、上記の鋼構造分科会で得られた研究成果を、建築研究資料として取りまとめるための検討を実施しました。

「耐震化率向上を目指した普及型耐震改修技術の開発」の鋼構造分科会では、東京工業大学教授竹内徹先生及び千葉工業大学准教授藤井賢志先生に、ご指導いただくとともに、貴重な研究成果をご提供いただきました。ここに記して、深甚なる謝意を表します。

上記の 2 つの委員会では、（社）日本建築構造技術者協会、（社）日本鉄鋼連盟、（社）日本鋼構造協会にご協力いただき、委員を派遣していただきました。これらの委員会にご参加いただいた委員やオブザーバーの方々には、履歴型ダンパーを用いた補強の実験的検討や地震応答解析などの解析的な検討にご尽力いただきました。また、（社）日本鉄鋼連盟からは、鋼構造分科会で実施した一連の実験的研究に対して補助をいただきました。

本建築研究資料は、これらの方々のご協力によって完成したものです。ここに記して、深甚なる謝意を表します。

© 建築研究資料 第 126 号

平成 22 年 12 月 20 日 印刷

平成 22 年 12 月 20 日 発行

編集 独立行政法人建築研究所
発行

〒305-0802 茨城県つくば市立原 1 番地

電話(029) 864-2151 (代)
