ＩＳＳＮ　0386—5878
土木研究所資料第3539号

土 木 研 究 所 資 料

盛土液状化対策としての矢板締め切り工法に関する振動台実験報告書

平成10年３月

建設省土木研究所
耐震技術研究センター動土質研究室

Copyright© (1998) by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P.W.R.I.

この報告書は，土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって，本報告書の全部又は一部の転載，複製は，土木研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

土木研究所資料
第3539号1998年3月

盛土液状化対策としての矢板締め切り工法に関する振動台実験報告書

土木研究所耐震技術研究センター
動土質研究室　室　長　松尾　修
主任研究員　岡村　未対
研究員　堤　達也
斉藤由紀子

要旨

本資料は、基礎地盤の液状化による河川盛土の変形・崩壊抑制のための矢板打設工法の効果を把握すると共に、現行設計法の妥当性の検証を目的とした模型振動台実験の結果をとりまとめたものである。実験では、盛土の安定性に影響を及ぼす要因のうち、加振波形、加振周波数、盛土法面勾配、矢板剛性、及び矢板に取り付けた排水部材の影響を調べた。

現行の対策工設計法において、特に重要である矢板作用土圧を中心に詳細に実験結果を検討した。その結果、矢板に作用する土圧の漸増成分、並びに振動成分が設計土圧より小さく、現行設計法が過度に安全側となっていることを示すと共に、矢板の剛性等を考慮した設計土圧の設定法について提案を行った。

キーワード：河川堤防、液状化対策工法、矢板工法、耐震設計

目　次

第１章　序論 …… 1

1.1　はじめに …… 1
1.2　既往の研究 …… 2
1.3　現行設計法とその問題点 …… 5

第２章　振動台大型模型実験 …… 11

2.1　試料の特性 …… 11
2.2　模型矢板 …… 11
2.3　模型地盤の作成とセンサーの配置 …… 12
2.4　実験条件 …… 13

第３章　実験結果及び考察 …… 29

3.1　間隙水圧挙動 …… 39
3.1.1　全体的な間隙水圧挙動 …… 39
3.2　各ケースでの地盤強度 …… 40
3.3　地盤の加速度応答 …… 40
3.4　地盤及び矢板の変形 …… 41
3.4.1　地盤の変形状況 …… 41
3.4.2　矢板の変形状況 …… 42
3.5　土圧計の測定値 …… 43
3.5.1　初期値、漸増成分 …… 43
3.5.2　土圧漸増成分上限値の評価 …… 44
3.5.3　土圧振幅 …… 45
3.5.4　土圧振動成分の矢板剛性への依存性と設計土圧の提案 …… 47
3.6　排水機能の部材の効果 …… 48
3.6.1　排水部材の性能 …… 48
3.6.2　地盤中の間隙水圧挙動と排水部材の効果 …… 50

第４章　まとめ …… 109
謝辞 …… 111

付 属 資 料（時刻歴図） …… 115

図表目次

図 1.2.1　堤防の高さと沈下量の関係　～過去の地震による被害事例 …… 6
図 1.2.2　大型振動台実験に用いた模型地盤(田中ら、1996) …… 7
図 1.2.3　矢板に作用する土圧の振動成分と漸増成分(松尾ら、1996) …… 7
図 1.2.4　盛土の加速度応答比（布川ら、1995) …… 8
図 1.2.5　盛土下地盤の過剰間隙水圧（布川ら、1995) …… 8
図 1.2.6　盛土法尻の水平変位量（布川ら、1995) …… 8
図 1.2.7　盛土の沈下面積と地盤の水平変位面積の関係（布川ら、1997a) …… 9
図 1.2.8　加振中に矢板に発生した曲げひずみの深度分布（布川ら、1997b) …… 9
図 1.2.9　地盤中にドレーンパイプを設置した模型振動実験（酒見ら、1997) …… 9
図 1.2.10　過剰間隙水圧比と地盤剛性の関係(土木研究所動土質研究室、1997) … 10
図 1.3.11　現行設計法での設計計算モデル（土研動土質研究室、1997) …… 10
図 2.1.1　７号硅砂の粒径加積曲線 …… 14
図 2.1.2　排水三軸圧縮試験での応力－ひずみ曲線 …… 15
図 2.1.3　比排水繰り返し三軸圧縮試験結果 …… 18
図 2.1.4　液状化曲線 …… 22
図 2.2.1　矢板固定板 …… 23
図 2.2.2　模型矢板 …… 23
図 2.2.3　矢板に設置したセンサーと排水部材の位置 …… 24
図 2.2.4　矢板の検定結果：水平荷重と水平変位の関係 …… 25
図 2.2.5　矢板の検定結果：荷重とひずみの関係 …… 26
図 2.2.6　矢板の検定結果：ひずみの深度方向の分布 …… 28
図 2.3.1　サンドホッパー …… 30
図 2.3.2　変位観察用格子の位置 …… 31
図 2.3.3　各種センサーの位置 …… 34
図 2.4.1　入力加速度の時刻歴 …… 37
図 3.1.1　過剰間隙水圧の時刻歴（Case1) …… 52
図 3.1.2　過剰間隙水圧の時刻歴（Case2) …… 54
図 3.1.3　過剰間隙水圧比の分布 …… 58
図 3.2.1　盛土天端直下での過剰間隙水圧時刻歴の比較 …… 60
図 3.2.2　再使用による粒度分布の変化 …… 61
図 3.4.1　地盤の変形状況 …… 62
図 3.4.2　盛土鉛直変位、矢板水平変位の時刻歴（Case7、Step1) …… 69
図 3.4.3　矢板ひずみの時刻歴（Case7、Step1) …… 69

図 3.4.4　ひずみ漸増成分の深度分布（Case2）…… 70
図 3.4.5　ひずみ漸増成分の深度分布（Case3）…… 71
図 3.4.6　ひずみ漸増成分の深度分布（Case4）…… 72
図 3.4.7　ひずみ漸増成分の深度分布（Case5）…… 73
図 3.4.8　ひずみ漸増成分の深度分布（Case6）…… 74
図 3.4.9　ひずみ漸増成分の深度分布（Case7）…… 75
図 3.4.10　矢板ひずみから求めた頭部水平変位とDH2で計測した水平変位（Step1）…… 76
図 3.4.11　矢板ひずみから求めた頭部水平変位とDH2で計測した水平変位（Step2）…… 77
図 3.4.12　盛土沈下面積と矢板水平変位面積の関係 …… 78
図 3.4.13　矢板最大曲げひずみの漸増成分と盛土下地盤の過剰間隙水圧の関係 … 79
図 3.5.1　土圧と矢板近傍の過剰間隙水圧の深度分布（Case2）…… 80
図 3.5.2　土圧と矢板近傍の過剰間隙水圧の深度分布（Case3）…… 81
図 3.5.3　土圧と矢板近傍の過剰間隙水圧の深度分布（Case4）…… 84
図 3.5.4　土圧と矢板近傍の過剰間隙水圧の深度分布（Case5）…… 85
図 3.5.5　土圧と矢板近傍の過剰間隙水圧の深度分布（Case6）…… 88
図 3.5.6　土圧と矢板近傍の過剰間隙水圧の深度分布（Case7）…… 90
図 3.5.7　土圧と近傍の過剰間隙水圧の関係 …… 92
図 3.5.8　土圧最大値(漸増成分)の深度分布 …… 93
図 3.5.9　有限要素メッシュ …… 93
図 3.5.10　土圧振幅の深度分布 …… 94
図 3.5.11　土圧振動成分の深度分布（瞬間値）…… 94
図 3.5.12　矢板盛土側の土圧(EY3)と水平地盤側土圧(EY8)の時刻歴（Case2 Step1）…… 95
図 3.5.13　矢板ひずみ振幅の深度分布（入力加速度＝300gal）…… 95
図 3.5.14　矢板の最大ひずみと入力加速度の関係 …… 96
図 3.5.15　遠心模型実験で測定した矢板ひずみ振幅の深度分布（布川ら、1997）…… 98
図 3.5.16　無次元化した土圧振幅と矢板曲げ剛性の関係 …… 98
図 3.6.1　排水部材付近の過剰間隙水圧の時刻歴（Case6）…… 99

表 2.4.1　実験条件 …… 101
表 2.4.2　加振条件 …… 101
表 3.2.1　模型地盤作成時の地盤の密度 …… 102

第1章　序論

1.1 はじめに

現在の我が国の河川堤防は、河川水の堤内地への流入を防ぐことを目的とし、自然に形成された河道に対して長い治水の歴史の中で過去の被害状況に応じた嵩上げ、腹付け等を行ってきた結果の姿であり、その内部は極めて複雑な構造となっている。また、河川堤防は、延長の長い線構造物であり、大量の築堤材料が必要であることから、経済的な施工ができ、さらに補修が比較的容易であることが必要不可欠であることから、提体材料として土が用いられてきた。このような河川堤防は、構造物としての耐震性が検討されることは近年まで稀であった。その背景には、河川堤防が道路盛土のように日々の利用を主目的とする構造物ではなく、洪水や高潮などの非日常的な現象を対象としており、洪水や高潮と地震が同時に発生することは極めて稀であること、復旧が比較的容易であることから、たとえ地震によって堤防が崩壊しても、そのことが堤内地の浸水被害に直接結びつく確率が低いことがあった。

しかしながら、1994年に発生した北海道南西沖地震や1995年1月の兵庫県南部地震では、堤内地の浸水被害は生じなかったものの、堤防は部分的に大きく崩壊・沈下を生じ、河川水位や津波などによる潮位の上昇によっては浸水被害の可能性も否定できない状況であった(河川構造物地震対策技術検討委員会、1996)。また、1948年の福井地震や1964年の新潟地震では、実際に浸水の被害が報告されている(河川構造物地震対策技術検討委員会、1996)。これらの地震を含む過去の地震では、旧河道、湿地、旧湿地、干拓地などの軟弱な地盤上の堤防に被害が集中しており、これらの被害の多くが基礎地盤の液状化に起因するものであることが報告されている(河川構造物地震対策技術検討委員会、1996)。今日の高度に集積した都市部やゼロメートル地帯でひとたび浸水が起これば、その被害は莫大なものとなりうることから、これらの地震は河川堤防の耐震性の見直しを迫るものとなった。建設省では平成7年に全国の河川堤防の耐震点検を行い、耐震対策が必要と判定された区間ではしかるべき耐震対策をとることを指示し、建設省土木研究所動土質研究室では「河川堤防の液状化対策工法設計施工マニュアル(案)」を当時の知見に基づいて暫定的にとりまとめた。このマニュアル(案)の中では、液状化対策工として

- 締固め工法
- ドレーン工法
- 固結工法
- 鋼材を用いた対策工法

が取り上げられている。何れの工法も研究の途上であり、設計法やその効果について幾つもの不明確な点が残されているが、このマニュアルを基に液状化対策工の設計がなされている。

従って、より合理的な設計法を確立することは急務であると言える。

本研究では、上記対策工の一である鋼材を用いた対策工法を対象とし、その設計法の妥当性を検討すると共に不十分な箇所の見直しを行うための基礎的な知見を得ることを目的として、大型模型振動台実験を行った。実験では、盛土法尻に普通矢板または排水機能付き矢板を打設した模型地盤の振動実験を行い、設計上の重要なファクターである矢板に作用する力と地盤バネに特に着目し、それらに及ぼす矢板剛性、法面勾配、入力地震動、排水機能の影響を詳細に調べた。

1.2 既往の研究

過去の地震における河川堤防の被害のほとんどは、旧河道、旧落割、湿地、旧湿地、干拓地、埋め立て地、デルタなど何れも軟弱な地盤上の堤防で生じていることが知られている（河川構造物地震対策技術検討委員会、1996)。新潟地震や北海道南西沖地震、兵庫県南部地震で大きな被害を受けた堤防では、何れも噴砂等の基礎地盤が液状化した形跡が認められ、基礎地盤の液状化が河川堤防の被害の主因となっているものと考えられている。

1981 年の濃尾地震以降の地震による河川堤防の被害調査による、被災前の堤防高さと地震による沈下量の関係を図 1.2.1 に示す（河川構造物地震対策技術検討委員会、1996)。地震による堤防の沈下量は最大で被災前の堤防高の約 75%に達しており、完全に地中に埋没することはないものの、沈下量は相当大きくなり得ることを示している。図中には、兵庫県南部地震で最大 50%（約３m）の沈下が発生した淀川堤防の沈下量もプロットしてある。一方、兵庫県南部地震時の淀川堤防の被害が矢板打設区間と非打設区間に分けて報告されている（応用地質、1997)。そこでの矢板は堤防の耐震対策として設置されたものではなく、洪水時の漏水防止を目的としたものであり、現行の耐震対策工としての矢板工法に照らすと、打設された矢板の曲げ剛性はかなり小さい。しかしながら、打設区間と非打設区間の沈下量には明確な差が見られ、その差は矢板長が大きいほど顕著となっており、矢板工法が河川堤防の液状化対策工として有効に機能した可能性を指摘している（河川構造物地震対策技術検討委員会、1996)。

以下に、鋼矢板打設工法の効果のメカニズムを解明し、あるいは効果の定量的な評価を目的として行われた既往の研究を概観する。

液状化対策工法に用いられる矢板には、盛土直下の地盤のせん断変形を抑制し、盛土の沈下変形を低減させる普通矢板と、普通矢板に透水性の極めて良い排水部材を取り付け、普通矢板の機能に加えて矢板周辺地盤の液状化を抑制する排水機能付き矢板の２種類がある。

(1)普通矢板

田中ら(1995)は重力場で模型振動実験のを行い、盛土下矢板対策工の有無が盛土の変形モードに及ぼす影響を論じている。松尾ら(1996)、田中ら(1996)は重力場で**図 1.2.2** に示す模型を用いて振動実験を行い、矢板打設による効果を調べた。そこでは加振中の矢板の曲げモーメントの深度分布を**図 1.2.3** に示すように漸増成分と振動成分に分け、それぞれ盛土の平均荷重と Westergaard の動水圧の二倍が作用すると仮定して求めた矢板のひずみ分布と比較すると、概ね良い対応を示すことを報告している。

Kimura et al(1995)、布川ら(1995)は遠心遠心模型実験により種々の液状化対策工の効果を調べた。遠心模型は、対応する原型との間の、幾何的縮尺や応力、ひずみ、時間といった現象を支配する物理量に関する相似性が明確であるため、実験結果を直接原型の挙動として解釈することができる利点を有している。ちなみに、重力場での縮尺模型実験に対しても相似則が Iai(1989)により提案されており、模型実験結果を実物の挙動とある程度は対応づけることができる(村松ら(1996))。遠心実験の結果では、盛土下の過剰間隙水圧比は矢板を設置してもほとんど変化せず、また盛土の加速度応答比（**図 1.2.4**）も小さくなったことから、液状化の程度が大きくなったことが報告されている。また盛土の沈下量も過剰間隙水圧挙動に対応して矢板を設置したケースで無対策のケースよりも若干大きくなったが（**図 1.2.5**)、水平変位量は矢板を設置したことにより減少した（**図 1.2.6**)。これは、盛土直下地盤が矢板を打設することにより水平方向に拘束されたために液状化しやすくなり、その結果過剰間隙水圧及び盛土沈下量が増加したが、矢板による側方変位拘束効果により盛土の水平変位や不等沈下量は減少したと報告されている。

布川ら(1997a, b)は遠心模型振動実験で振動による地盤及び矢板の変位を詳細に計測し、盛土の沈下量を直下地盤の水平変位に起因するものと盛土直下の土の圧縮変形によるものとに分けて整理した。その結果、矢板の打設により、盛土直下地盤の圧縮変形量は増加し、水平変位量が減少することを示した（**図 1-2-7**)。また、矢板に生じた曲げひずみの漸増成分を入力波の波数毎にプロットしたところ、**図 1-2-8** に示すように入力加速度の大小によりひずみ増分の経時変化には差が見られるが、それらの最大値は地盤の液状化の程度が同じであれば入力加速度にほとんど依存しないことを見いだした。また、矢板の最大曲げモーメント分布の漸増成分は、平均的な盛土荷重（後述するマニュアル荷重）の 1/5～1/3 程度の土圧を作用させた場合に生じるモーメント分布とほぼ一致することを報告している。

上述の研究成果は、普通矢板の打設による盛土の変形抑制メカニズムをある程度解明した。また、矢板に作用する土圧に関する定量的な知見を与え、矢板に発生する最大曲げひずみや矢板の変位分布の予測をある程度可能にした。矢板打設の目的は、矢板が破壊しないことで

はなく、あくまでも盛土の沈下並びに変位を抑制することであるが、矢板の水平変位量と盛土の沈下量の間には良い相関があるので、間接的ではあるが矢板の変位を予測することによって盛土の沈下量を推測することが可能であると言える。

（2）排水機能付き矢板

矢板に排水部材を取り付けた排水機能付き矢板の液状化対策工としての効果は、普通矢板の効果に加えて排水部材周辺の過剰間隙水圧を低下させ、地盤剛性の劣化をある程度抑止することにより、地盤の変形量が低減することである。従って、普通矢板と同様に対策工の効果を矢板の水平変位量により照査するとすれば、①排水部材周辺の間隙水圧分布の評価、②間隙水圧の低下により回復する地盤剛性、の二つを合理的に予測する手法を確立することが必要となる。

①については、解析的なアプローチも考えられるが、たとえ定常状態を仮定したとしても地盤中の水の移動速度と排水部材中のそれとが大きく異なり、厳密な解を得ることが困難であることに加え、地震による地盤中の過剰間隙水圧の発生・消散を考慮した解析は現状では極めて困難である。このような理由から、これまでになされた検討の多くは模型実験によるものである。また、砂の非排水せん断時に見られる過剰間隙水圧の低下と有効応力の回復特性（正のダイレタンシー）によってせん断ひずみに応じて剛性が著しく変化するため、過剰間隙水圧比と土の剛性のみを関連づけることはできない。従って、②も土の剛性をマスとしての剛性として評価せざるを得ず、結局は模型実験からもとめることになる。

野田ら(1988)、喜田ら(1988)は飽和砂地盤中に中空の孔あき杭を設置して地盤を水平に加振し、杭周りの過剰間隙水圧を測定すると共に、加振の直前直後に杭の水平載荷試験を行った。観測された杭近傍の過剰間隙水圧は、排水機能のない孔なし杭のケースと比較して大幅に低下し、加振直後に行った水平載荷試験では、杭の水平支持力が加振前と比較してほとんど低下しなかったことを述べている。ただし、この実験では杭からある程度離れた領域は健全な地盤であり、実際の地盤が全面的に液状化した状態と比較すると条件が異なっていることに注意する必要がある。また、Kita et al. (1992)は排水部材周りの過剰間隙水圧の分布をを模型振動実験によって調べている。

酒見ら(1997)は、**図 1.2.9** に示すように飽和砂地盤中にドレーンパイプと矢板を設置し、矢板頭部に一定の水平力を付与しつつ模型全体を水平に加振した。過剰間隙水圧比が 1.0 に達するまでは過剰間隙水圧はドレーンパイプを設置することにより低下し、矢板の水平変位が減少する事が観察されたが、間隙水圧比が 1.0 に達した完全液状化状態では排水パイプの有無による有意な差は見られない。またドレーンパイプの本数と過剰間隙水圧及び本数と水

平変位の間の関係は明確でない。

西谷ら(1992)、才村ら(1992)は緩い砂地盤中の長さ 10m の実杭頭に一定の水平荷重を付与し、地盤に振動を加えることにより生じる地盤の過剰間隙水圧比と杭頭の変位を測定した。現場実験は排水機能付き杭と普通杭について行い、それぞれの結果からを用いて**図 1.2.10** に示す過剰間隙水圧比と地盤反力係数の低減率の関係を求めている（土木研究所動土質研究室、1997)。

1.3 現行設計法

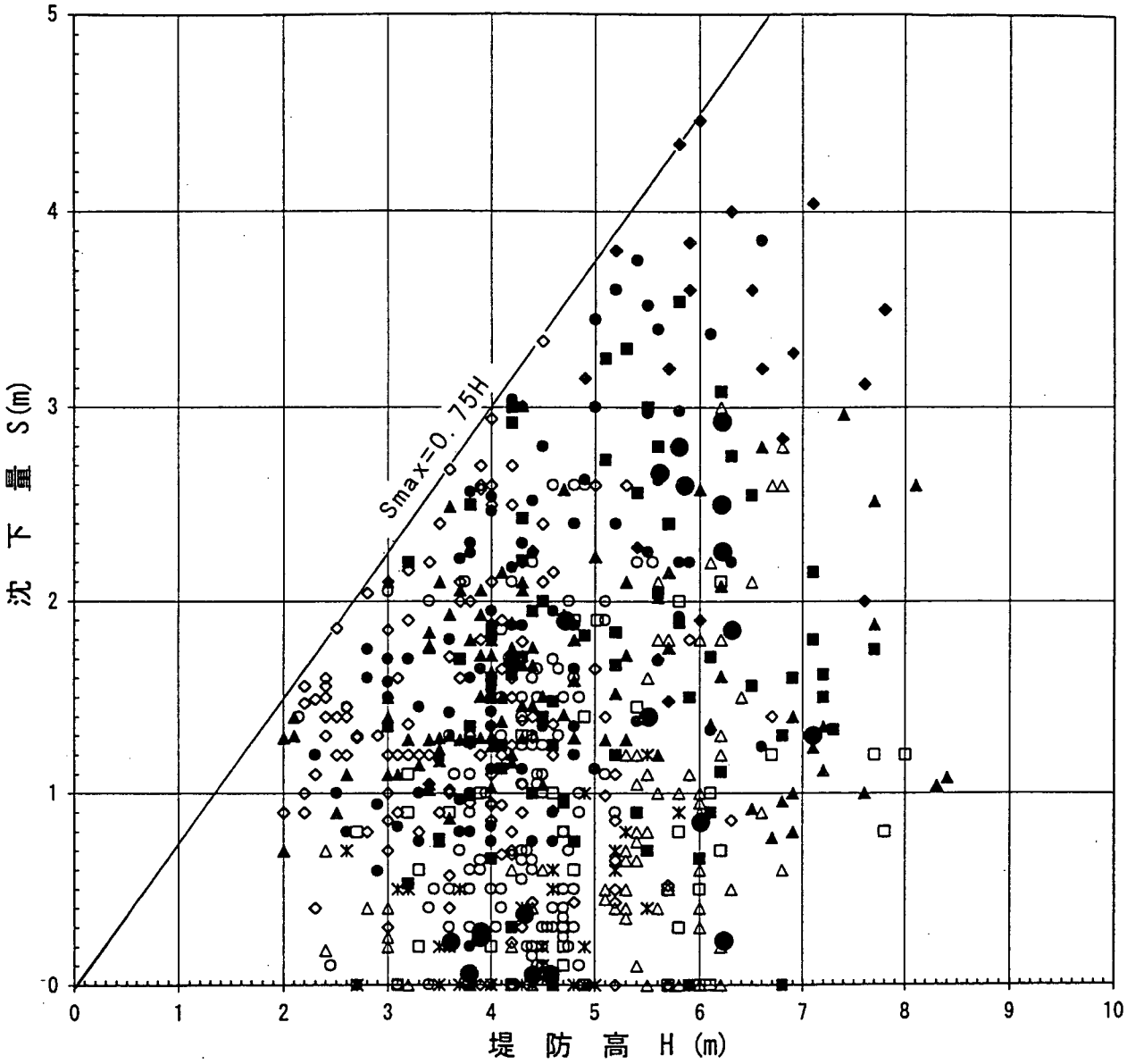
現行の設計マニュアルで用いられている設計計算モデルを**図 1.3.1** に示す。液状化層の矢板前面には水平土圧の漸増成分として$\gamma_{sat} \times z$の土圧、背面（盛土側）には$\gamma_{sat} \times z + W$の土圧が作用するものとし、すなわち正味$W$の土圧が作用することになる。ここで、$\gamma_{sat}$＝土の飽和単位体積重量、$z$＝前面側地盤表面からの深さ、$W$＝平均的な盛土荷重である。さらに振動成分として前面側、背面側にそれぞれ Westergaard の動水圧が作用するものとする。液状化層の地盤バネは0とし、これらの水平荷重を非液状化層の地盤バネによって支持するものと考える。

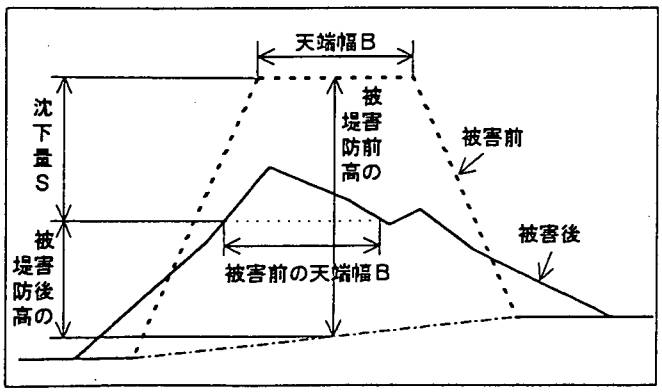
排水機能付き矢板の場合、排水部材から 35cm 離れた地点での過剰間隙水圧比を別途算定し、**図 1.2.11** に示す地盤反力係数と過剰間隙水圧比の関係から地盤反力係数（地盤バネ係数）を設定する。なおこのときの地盤バネ係数は、常時（過剰間隙水圧比＝0）のバネ係数の 5%を上限としている。

鋼材設計計算結果の照査は、矢板に発生する応力と矢板の変位量について行うことを原則としている。すなわち、矢板応力が降伏応力を越えないこと、及び矢板水平変位面積と盛土沈下面積を等置して得られる盛土沈下量が許容沈下量以下であることを満足しなければならない。

現行設計法の設計計算モデルを前提とすれば、この設計法では設定荷重と地盤バネが重要となる。すなわち設計上矢板に作用させる荷重（土圧）と地盤バネの設定が妥当であれば、合理的な設計法であると言える。

本報では、地盤の液状化による盛土の変形・崩壊を抑制するための矢板工法の効果を大型振動台実験によって調べ、矢板に作用する土圧を矢板に設置した土圧計によって直接測定すると共に矢板のひずみ分布からも詳細に検討した。





◆濃尾地震（長良川、揖斐川等）
■関東大地震（江戸川、富士川等）
●福井地震（九頭竜川、大聖寺川等）
▲十勝沖地震（新釧路川、十勝川等）
◇新潟地震（阿賀野川、信濃川等）
□宮城県沖地震（北上川、名取川等）
✱日本海中部地震（岩木川、米代川等）
△釧路沖地震（釧路川）
○北海道南西沖地震（後志利別川）
●兵庫県南部地震（淀川）

図 1.2.1 堤防の高さと沈下量の関係 ～過去の地震による被害事例

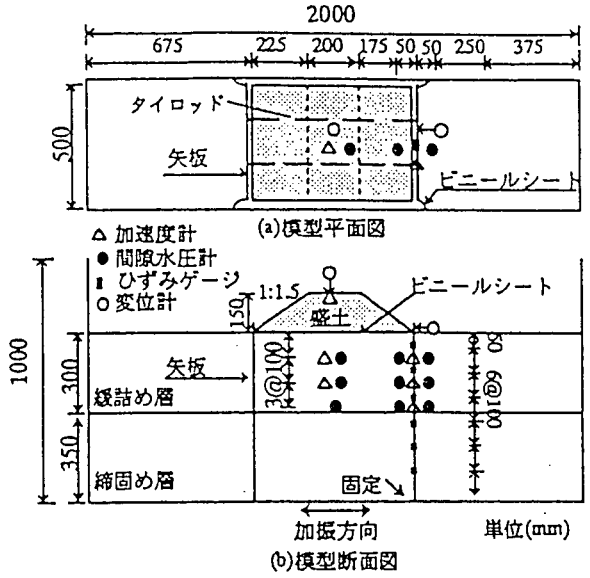


図 1.2.2 大型振動台実験に用いた模型地盤(田中ら、1996)

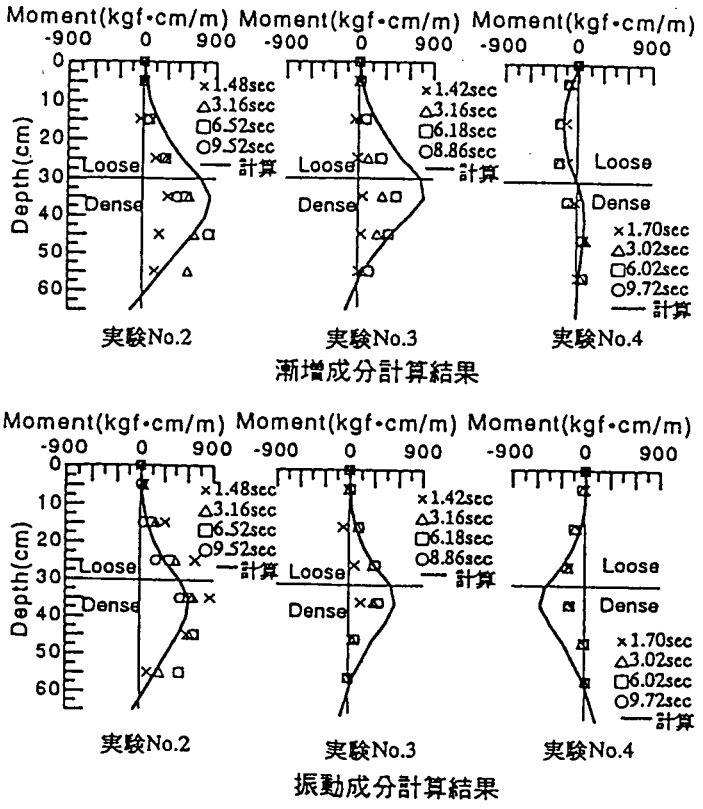


図 1.2.3 矢板に作用する土圧の振動成分と漸増成分(松尾ら、1996)

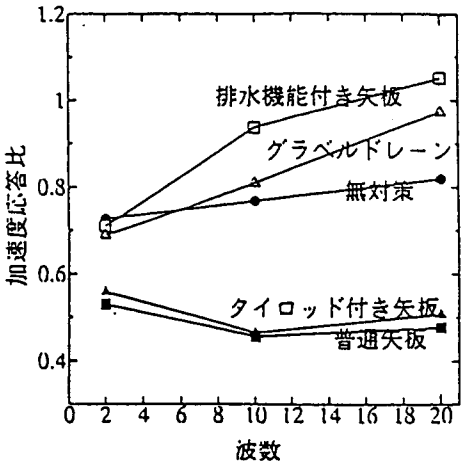


図 1.2.4 盛土の加速度応答比(布川ら、1995)

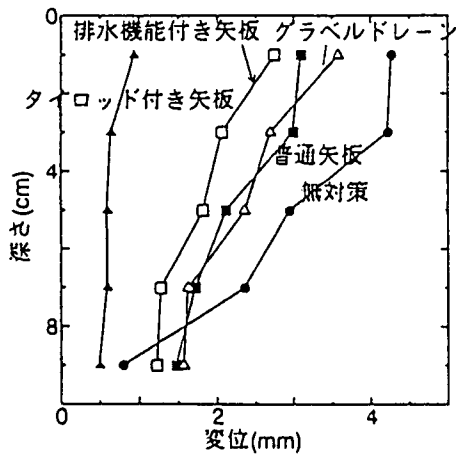


図 1.2.5 盛土下地盤の過剰間隙水圧(布川ら、1995)

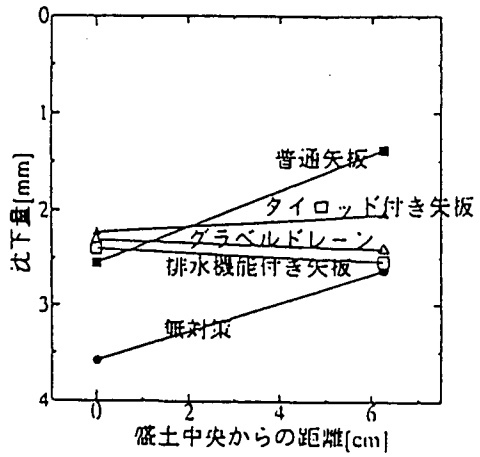


図 1.2.6 盛土法尻の水平変位量(布川ら、1995)

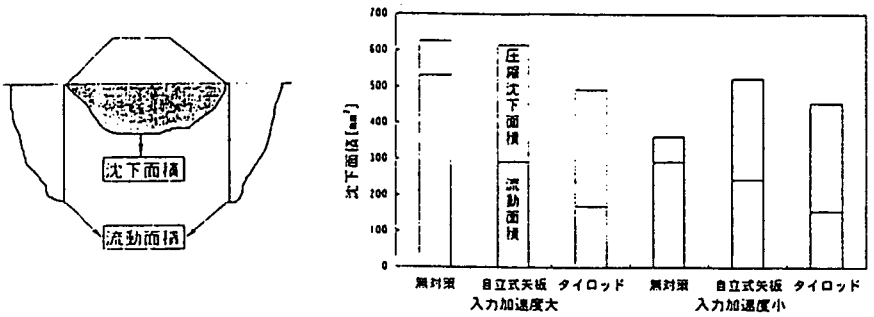


図 1.2.7 盛土の沈下面積と地盤の水平変位面積の関係(布川ら、1997a)

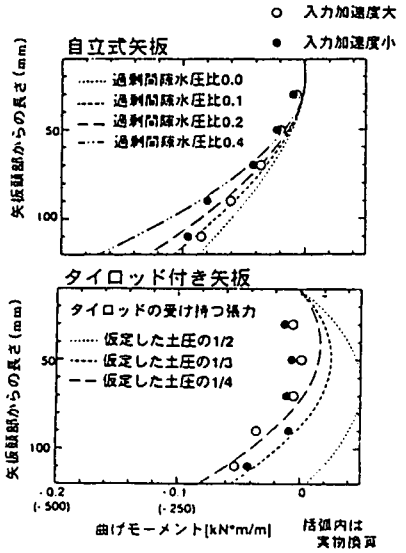
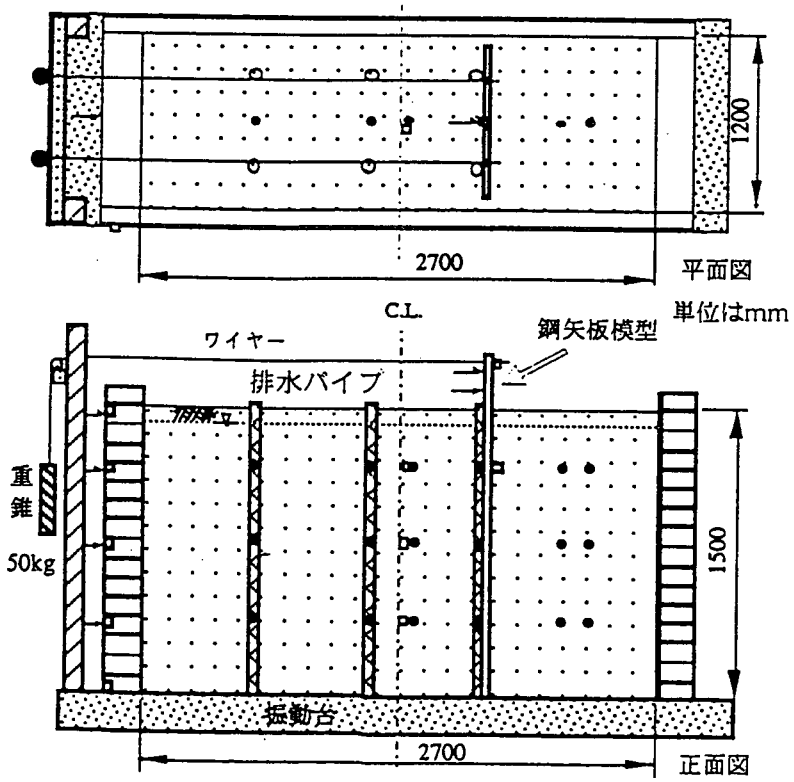


図 1.2.8 加振中に矢板に発生した曲げひずみの深度分布(布川ら、1997b)



ケース	鋼矢板	排水パイプ	備　考
No.1	な　し	な　し	予備実験
	相対密度：Dr=30.8 %		地盤のみ
No.2	1　枚	な　し	基本ケース
	相対密度：Dr=26.0 %		矢板のみ
No.3	1　枚	1　列	100 galから
	相対密度：Dr=27.1 %		加振**
No.4	1　枚	2　列	
	相対密度：Dr=29.3 %		
No.5	1　枚	3　列	
	相対密度：Dr=28.7 %		

・全ケースとも入力は，正弦波2Hz，20波
・地盤材料：6号珪砂，水中落下にて作成
・鋼矢板模型：アルミ製，t=3mm，W=1m
・入力レベルは，ケース3以外は50，75，100，125 gal のステップ加振

図 1.2.9 地盤中にドレーンパイプを設置した模型振動実験(酒見ら、1997)

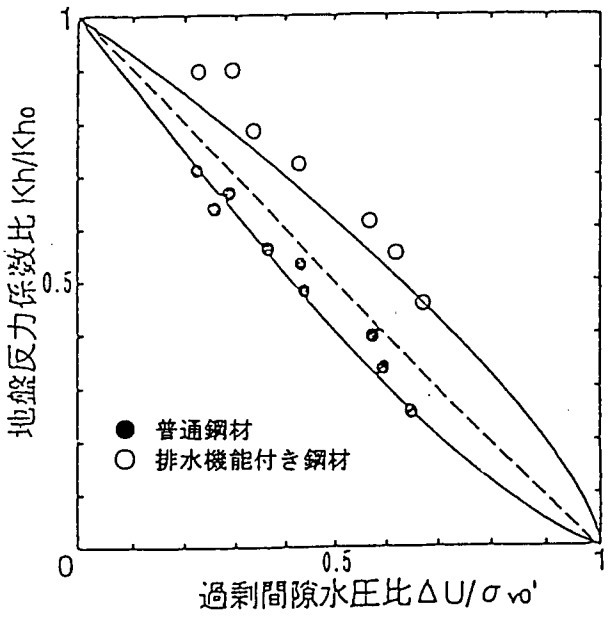


図 1.2.10 過剰間隙水圧比と地盤剛性の関係(土木研究所動土質研究室、1997)

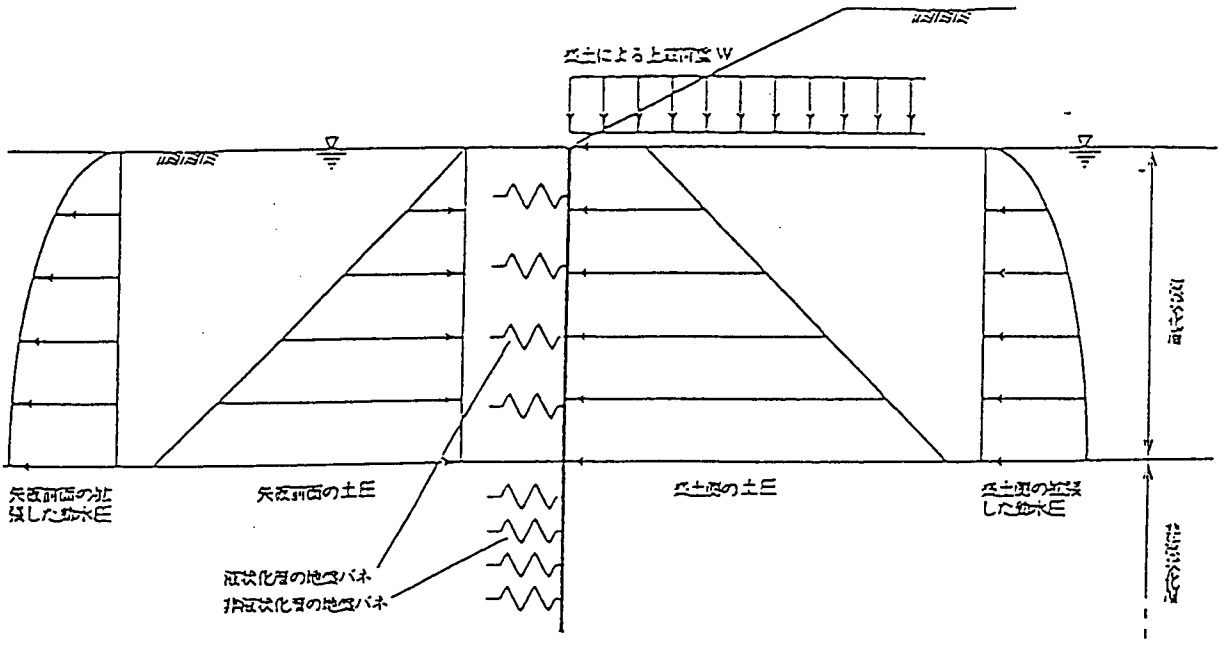


図 1.3.11 現行設計法での設計計算モデル(土研動土質研究室、1997)

第２章　振動台大型模型実験

2.1　試料の特性

実験に用いた試料は、平均粒径 D_{50}=0.17mm、均等係数 Uc=1.59、細流分含有率 F_c=0.7%の７号硅砂と D_{50}=5mm の砕石である。７号硅砂の粒径加積曲線を**図 2.1.1** に示す。

空中落下法で作成した相対密度 60%の供試体に対し、排水三軸圧縮試験及び繰返し三軸試験を行った。排水三軸圧縮試験から得られた応力～ひずみ曲線を**図 2.1.2** に、繰返し三軸圧縮試験から得られた応力～ひずみ曲線、応力パスを**図 2.1.3** に示す。また、繰返し回数とせん断応力振幅の関係を**図 2.1.4** に示す。

2.2　模型矢板

実験で用いた模型矢板は、厚さ 6mm と 4.5mm の２種類である。**図 2.2.1** に示すように、厚さ 12mm、幅 300mm、長さ 980mm のねじ切りした鋼製固定版を実験土槽底面に溶接し、その上に矢板底板をボルトで固定した。矢板下端は底板に溶接されており、矢板下端の境界条件は水平変位及びたわみ角が 0 である。模型矢板を**図 2.2.2** に示す。これらの矢板にはひずみゲージと土圧計が貼付してある。ひずみゲージは深度方向に 10 カ所、土圧計は矢板の表・裏両面の等しい深度に５カ所づつ**図 2.2.3** に示す位置に設置した。また排水部材を取り付けたケースでは、図の斜線部に両面テープで排水部材を取り付けた。なお排水部材は水平地盤側のみに取り付けた。排水部材の詳細については、第３章で述べる。

実験に先立って行った矢板の検定を行った。検定の方法は、矢板底板を土槽内の所定の位置に固定し、矢板頭部に取り付けた十分剛なフランジを介して水平に荷重を加え、頭部の水平変位を計測した。頭部に取り付けたフランジは、矢板頭部の変位を一様にするためのものである。矢板頭部の水平荷重と水平変位の関係を**図 2.2.4** に示す。荷重と変位の間には、良い線形性が認められる。また、深さ方向の 10 箇所に取り付けたひずみゲージで測定したひずみと頭部荷重の間にも同様に良い直線性が認められた。この矢板を片持ち梁と考え、**図 2.2.4** の関係から曲げ剛性 EI を求めると、

$EI=5.65\times10^4$ $(kgf\cdot cm^4/cm)$ … 6mm 厚矢板　　(式2.2.1)

$EI=1.87\times10^4$ $(kgf\cdot cm^4/cm)$ … 4.5mm 厚矢板　　(式2.2.2)

となる

これら厚さの異なる２種類の矢板の断面２次モーメントは

$I=0.018$ (cm^4/cm) … 6mm 厚矢板　　(式2.2.3)

$I=0.00759$ (cm^4/cm) … 4.5mm 厚矢板　　(式2.2.4)

であることから、弾性定数は次のように求められる。

$E=3.14\times10^{6}$ (kgf/cm^2) … 6mm 厚矢板 (式2.2.5)

$E=2.46\times10^{6}$ (kgf/cm^2) … 4.5mm 厚矢板 (式2.2.6)

4.5mm 厚矢板の弾性定数は、一般的な鋼材のそれとほぼ等しいが、6mm 厚矢板の E は大きな値となっている。そこで6mm 矢板については**図 2.2.5(a)**に示す 18 カ所にひずみゲージを添付して検定を行い、面的なひずみ分布を測定した。得られたひずみと水平荷重の関係を**図 2.2.5(b) (c)**に示す。全ての測定点で線形性が認められるものの、同じ深さに添付したひずみゲージの値はかなり異なっており、6mm 厚矢板は深さ方向のみならず奥行き方向にも変形が生じていることがわかる。

図 2.2.6 は中心線上に添付したひずみゲージ (G1～G10) で測定したひずみの深度分布を、矢板頭部の水平荷重毎にプロットしたものである。片持ち梁であれば、ひずみは深度に比例する。4.5mm 厚矢板では、ひずみは深度と共に直線的に増加しているが、6mm 矢板のは深さ方向に極めて非線形なひずみ分布となっており、奥行き方向にも変形が生じていることの影響が見られる。図中の破線は、片持ち梁の仮定と式2.2.1、式2.2.2 に示す曲げ剛性から計算した曲げひずみ分布である。6mm 厚矢板では、実測値と破線の間には大きな差が認められる。破線は平均的な矢板のひずみ分布と考えて良いので、実測値が破線上に位置するように G1～G10 の各ひずみゲージの測定値に較正係数を乗じた。なおこの操作は、巻末付録中のひずみ時刻歴を示した図に関しては施していない。

2.3 模型地盤の作成とセンサーの配置

幅 400cm、高さ 200cm、奥行き 100cm の実験土槽内に、層厚 80cm の飽和砂層と高さ 50cm の盛土からなる模型地盤を以下のように作成した。

気乾状態の硅砂を**図 2.3.1** に示すサンドホッパーに投入し、サンドホッパーから一定の落下高さを保ちつつ硅砂を土槽内にポアリングした。サンドホッパーはバルブを有するフレキシブルコンテナにつながっており、フレキシブルコンテナは天井クレーンにつり下げられ、移動させることができる。地盤の相対密度は 60%を目標とし、予めホッパーのスリット幅や落下高さ、移動速度を変えてポアリングする事によって所定の密度となるポアリング条件を確認した。

ポアリングは層厚で 10cm づつ行い、投入した硅砂の重量と層厚から各層の密度を求め、ばらつきが小さいことを確認した。途中、所定の層厚に達したところでポアリングを中断し、加速度計、間隙水圧計を地盤中に設置した。間隙水圧計は設置前に水で予め受圧部分を飽和させた。

層厚 80cm の硅砂層を作成後、土槽底面の注入間を通じて約３時間、地盤内に二酸化炭素を流入し、さらに脱気水を一定の水頭差（1m）を保ちながら、約６時間かけて流入させ、地盤を飽和させた。

砂層の飽和後、砂層から盛土へ水が浸透することを防ぐため、水平地盤と盛土の間に層厚 10cm の砕石層を設置した。砕石上に含水比を 15%に調整した硅砂を締め固めて盛土を作成し、模型地盤を完成させた。盛土及び矢板に変位計を取り付け、所定の条件で土槽を加振した。土槽の前面にはアクリル板がはめ込まれており、これを通して地盤の変形状況を観察できるようになっている。地盤作成時に、容器前面近傍に黒く着色した硅砂を格子状に設置し、この格子の変形状況から地盤の変形パターンが容易に観察できるようにした。**図 2.3.2** に格子の設置位置を、**図 2.3.3** に各センサーの設置位置を示す。

2.4 実験条件

実験ケースの一覧を**表 2.4.1** に示す。盛土法面勾配が 1:1.5、周波数 5Hz の正弦波加振を基本とし、Case1 は矢板のない無対策、Case2 は 6mm 厚の矢板を設置したケースで、Case3、Case4 は加振条件のみ異なり、それぞれ入力周波数を 3Hz とした実験と地震波を入力した実験である。Case5 は 4.5mm 厚矢板を用いた実験であり、Case6、Case7 は矢板に排水部材を取り付けた実験と盛土法面勾配を 1:3 とした実験である。

各実験では Step1 の加振を行い、過剰間隙水圧が完全に消散した十数分後に Step2 の加振を行った。各ケースの加振条件をまとめて**表 2.4.2** に、各ケースの加振加速度の時刻歴を**図 2.4.1** に示す。なお、Case4、Step1 加振で用いた地震波は、十勝沖地震の余震時（1968 年 5 月 16 日、19 時 39 分）に青森港で観測された E-W 成分のうち主要動部分約 20 秒間を取り出し、卓越周波数を 5Hz に調整したものである。

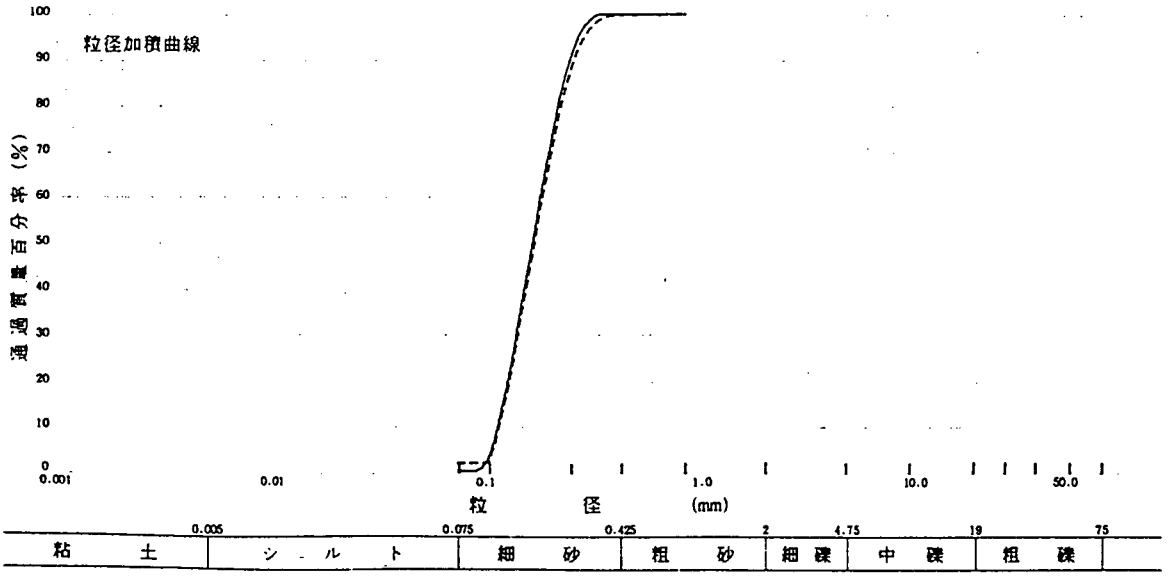


図 2.1.1　7号硅砂の粒径加積曲線

JGS T	三軸圧縮試験[~~CU~~, ~~$\overline{CU}$~~, CD] (応力－ひずみ曲線)	

調査件名 盛土液状化対策としての矢板締切工法に関する振動台実験業務　　試験年月日

試料番号（深さ） Dr=50%　　試験者 大谷雅之

土質名称		供試体 No.		1		
荷重計容量 kgf	200	圧密応力 kgf/cm²		0.5		
間隙水圧計容量 kgf/cm²		主応力差最大時	圧縮強さ $(\sigma_1-\sigma_3)_{max}$ kgf/cm²	2.091		
ひずみ速度 %/min	0.10		軸ひずみ ε_f %	5.74		
特記事項		$\overline{CU}$	間隙水圧 Δu_f kgf/cm²			
			$\sigma_3'_f$ kgf/cm²			
			$\sigma_1'_f$ kgf/cm²			
		CD	体積ひずみ v_f %	-1.111		
			間隙比 e_f	~~=1.000~~		
		供試体の破壊状況				

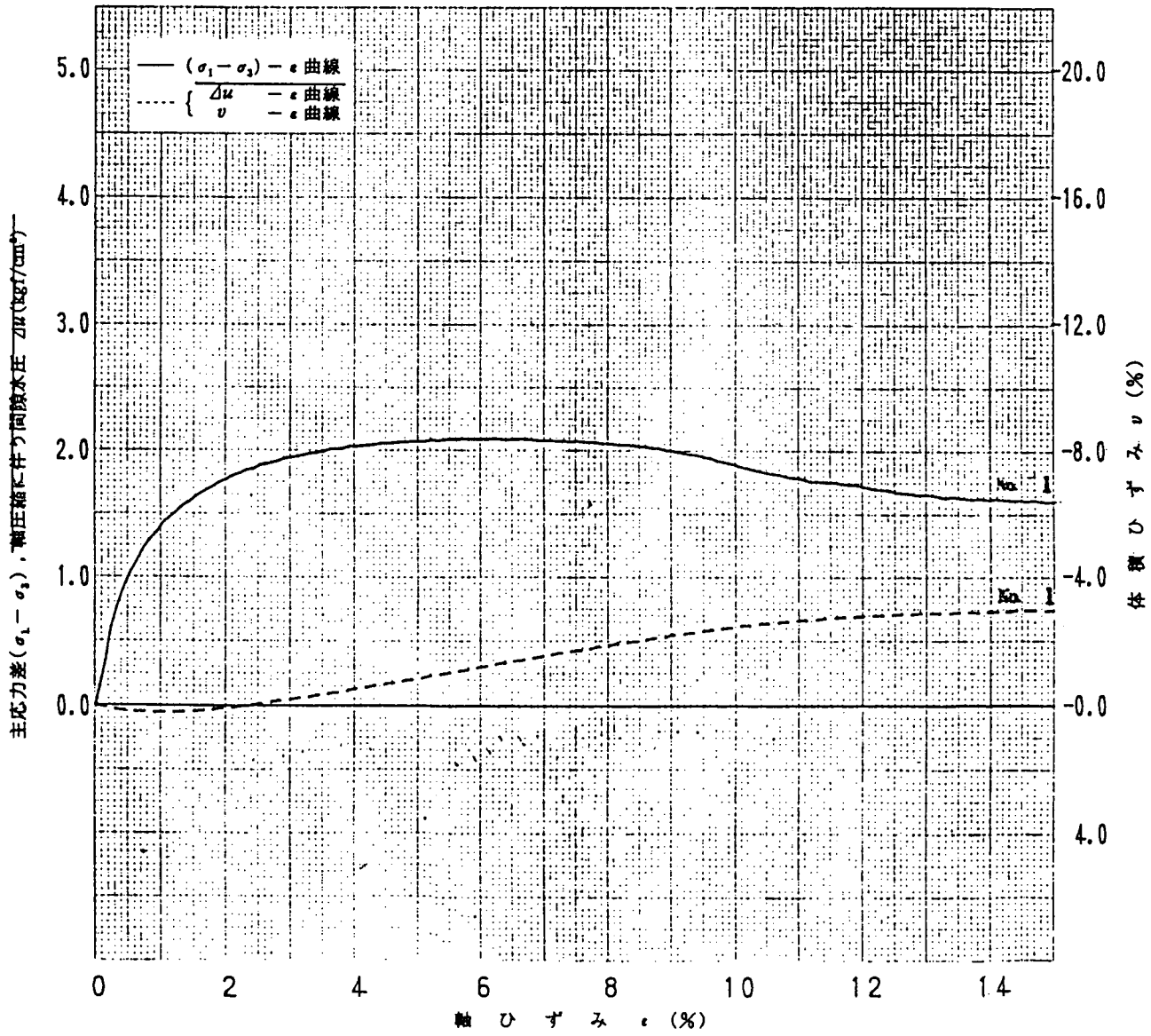


図 2.1.2 排水三軸圧縮試験での応力－ひずみ曲線

JGS T	三軸圧縮試験[~~CU~~, ~~$\overline{CU}$~~, CD] (応力－ひずみ曲線)	

調査件名 盛土液状化対策としての矢板締切工法に関する振動台実験業務　　試験年月日

試料番号（深さ）Dr=60%　　試験者 大谷雅之

土質名称		供試体 No.			1		
荷重計容量 kgf	200	圧密応力		kgf/cm²	0.5		
間隙水圧計容量 kgf/cm²		主応力差最大時	圧縮強さ $(\sigma_1-\sigma_3)_{max}$	kgf/cm²	2.304		
ひずみ速度 %/min	0.10		軸ひずみ ε_f	%	4.50		
特記事項		$\overline{CU}$	間隙水圧 Δu_f	kgf/cm²			
			$\sigma_3'_f$	kgf/cm²			
			$\sigma_1'_f$	kgf/cm²			
		CD	体積ひずみ v_f	%	-1.035		
			間隙比 e_f		~~1.000~~		
		供試体の破壊状況					

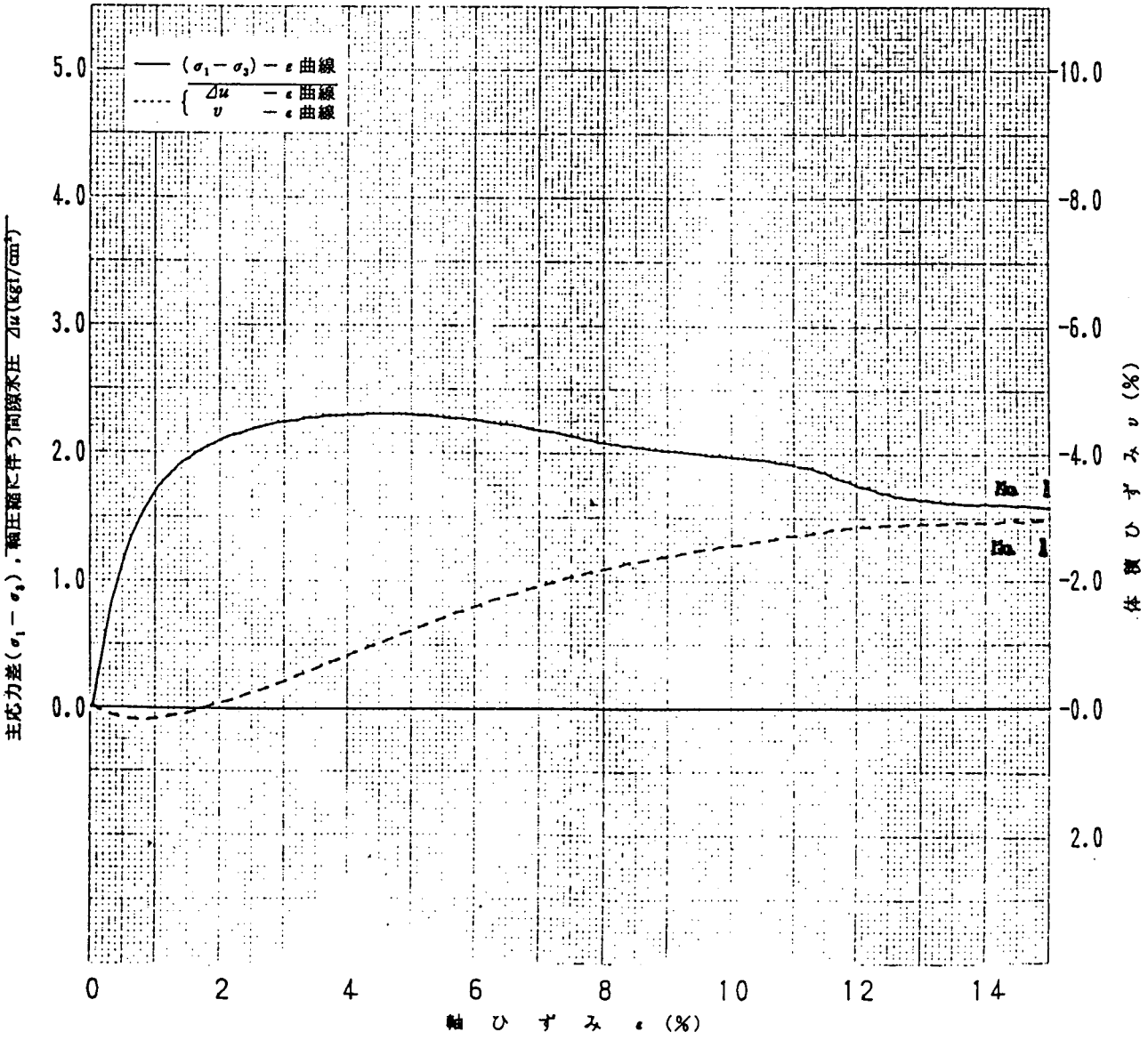


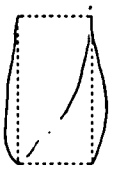
図 2.1.2 排水三軸圧縮試験での応力－ひずみ曲線

JGS T	三軸圧縮試験[~~$\overline{CU}$~~, ~~CU~~, CD]（応力－ひずみ曲線）	

調査件名　盛土液状化対策としての矢板締切工法に関する振動台実験業務　　試験年月日

試料番号（深さ）Dr=70%　　試験者　下谷雅之

土質名称	
荷重計容量 kgf	200
間隙水圧計容量 kgf/cm²	
ひずみ速度 %/min	0.10
特記事項	

供試体 No.			1			
圧密応力 kgf/cm²			0.5			
主応力差最大時	圧縮強さ $(\sigma_1-\sigma_3)_{max}$ kgf/cm²		2.443			
	軸ひずみ ε_f %		4.21			
	$\overline{CU}$	間隙水圧 Δu_f kgf/cm²				
		$\sigma_3'_f$ kgf/cm²				
		$\sigma_1'_f$ kgf/cm²				
	CD	体積ひずみ v_f %	-1.617			
		間隙比 e_f	~~-1.000~~			
供試体の破壊状況						

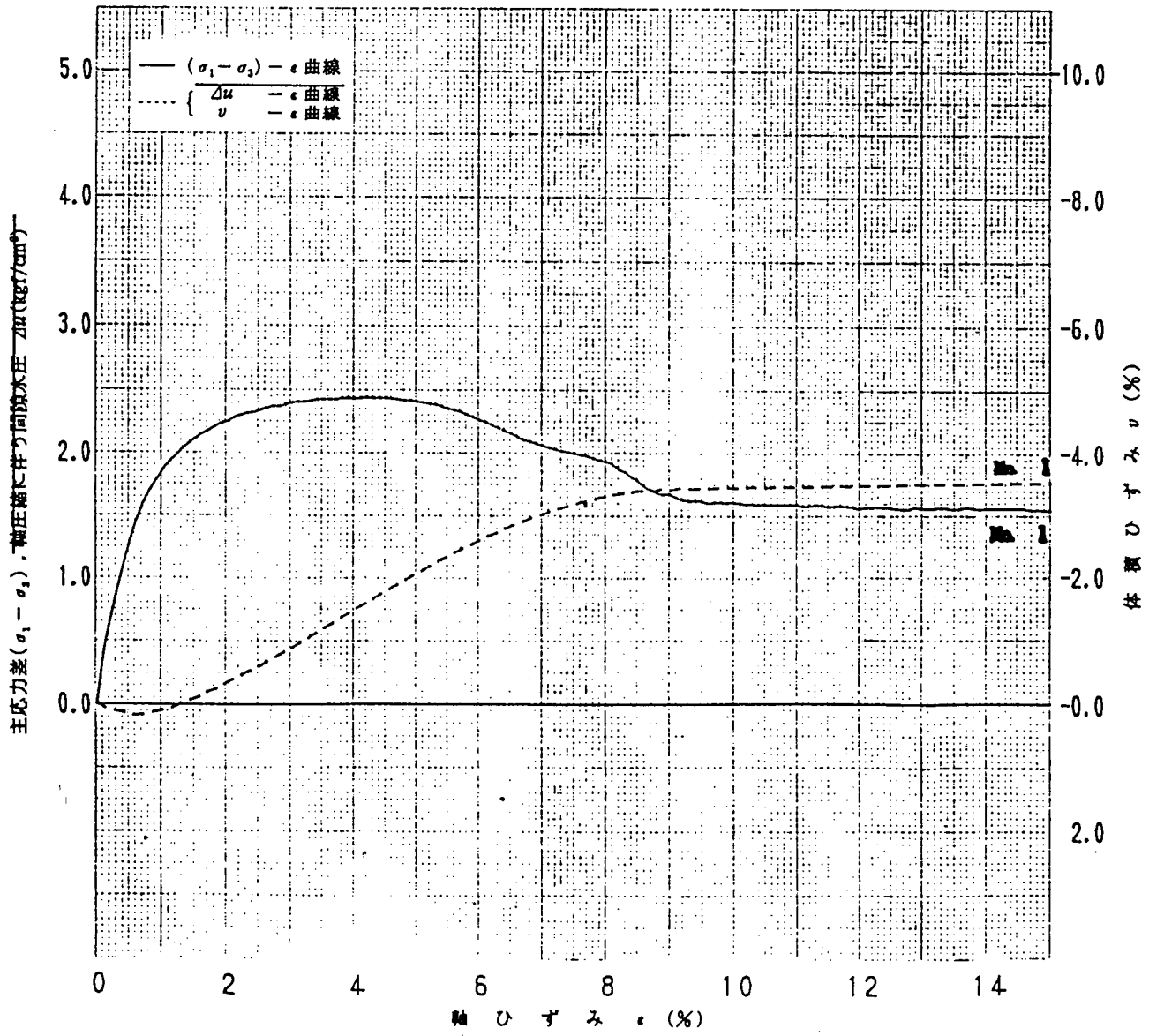
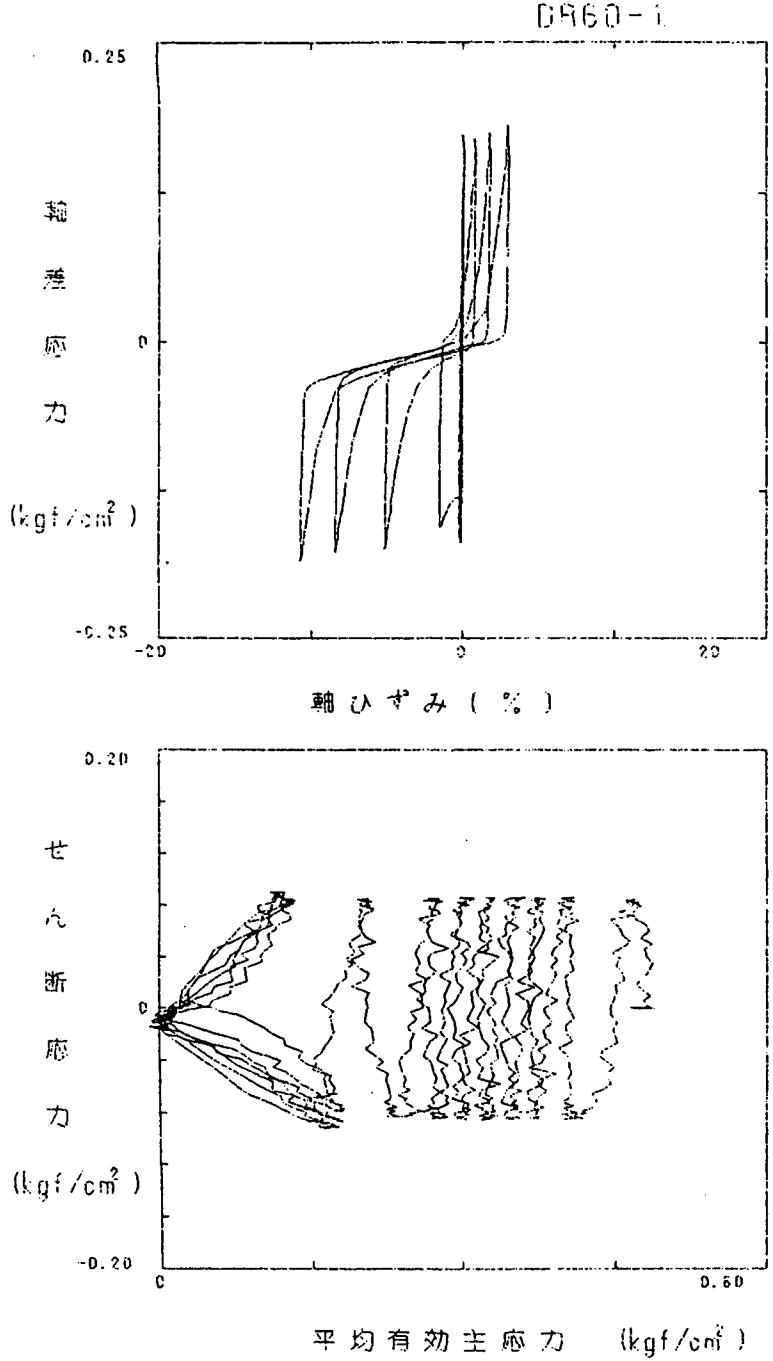


図 2.1.2　排水三軸圧縮試験での応力－ひずみ曲線



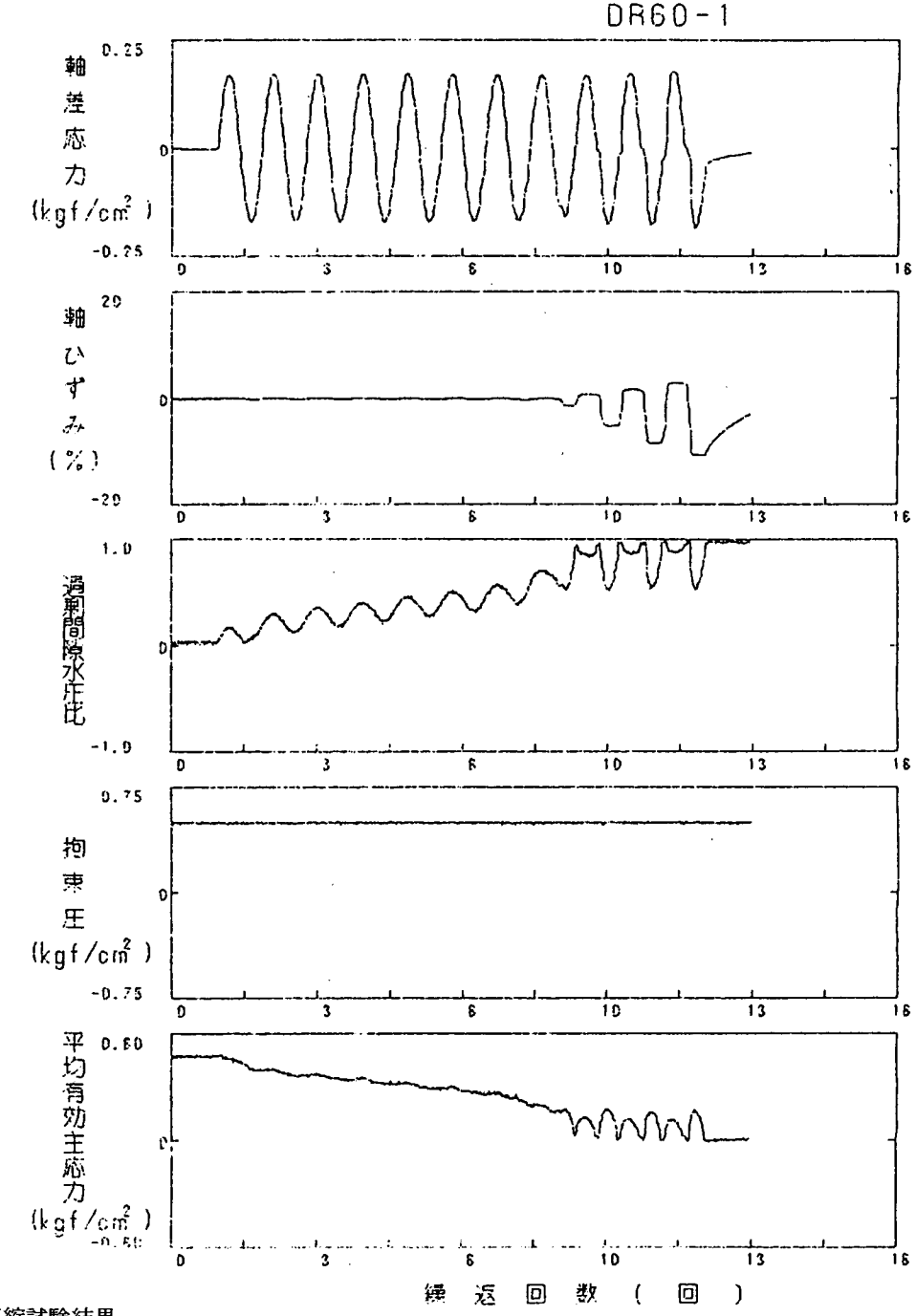


図 2.1.3 非排水繰り返し三軸圧縮試験結果

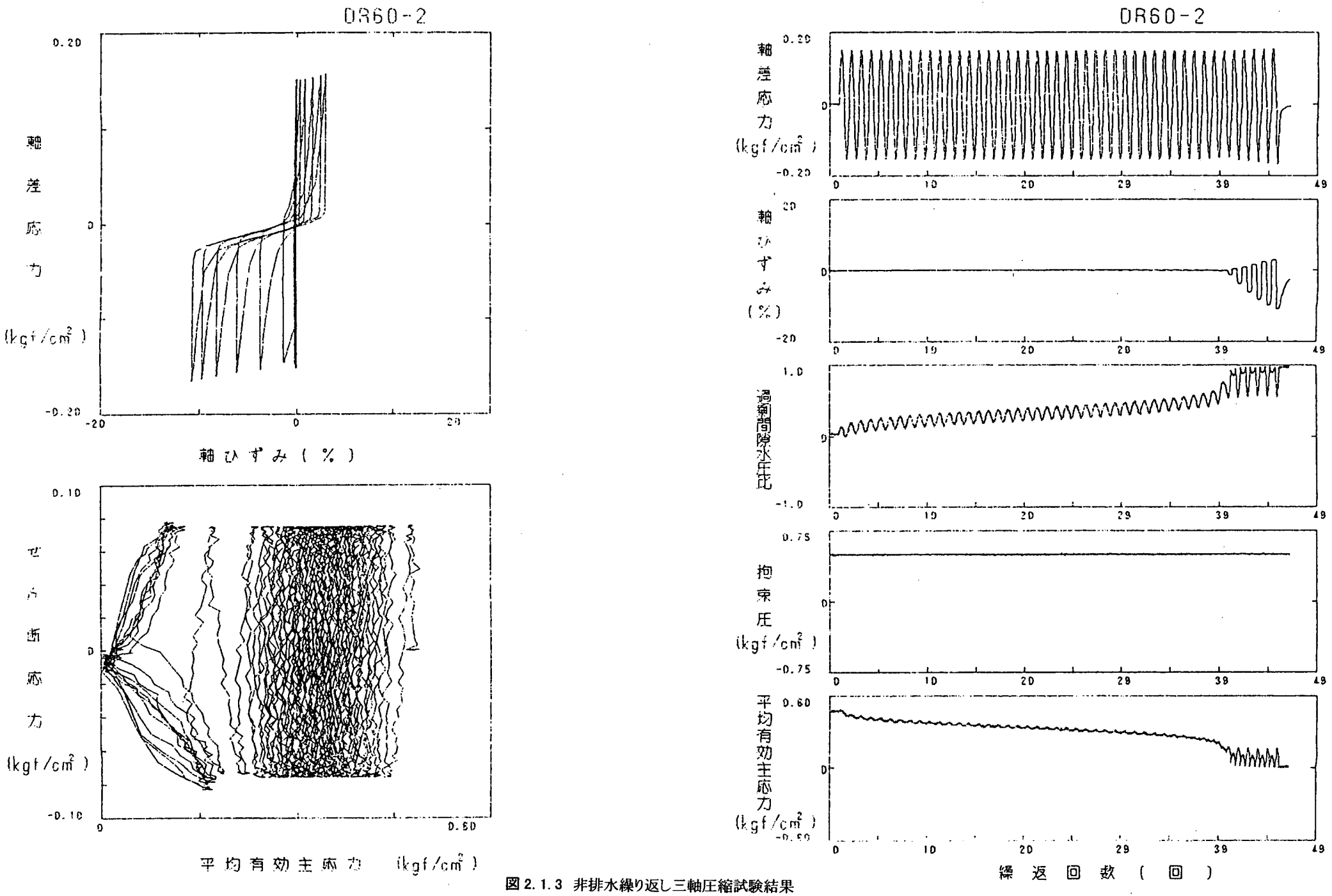


図 2.1.3 非排水繰り返し三軸圧縮試験結果

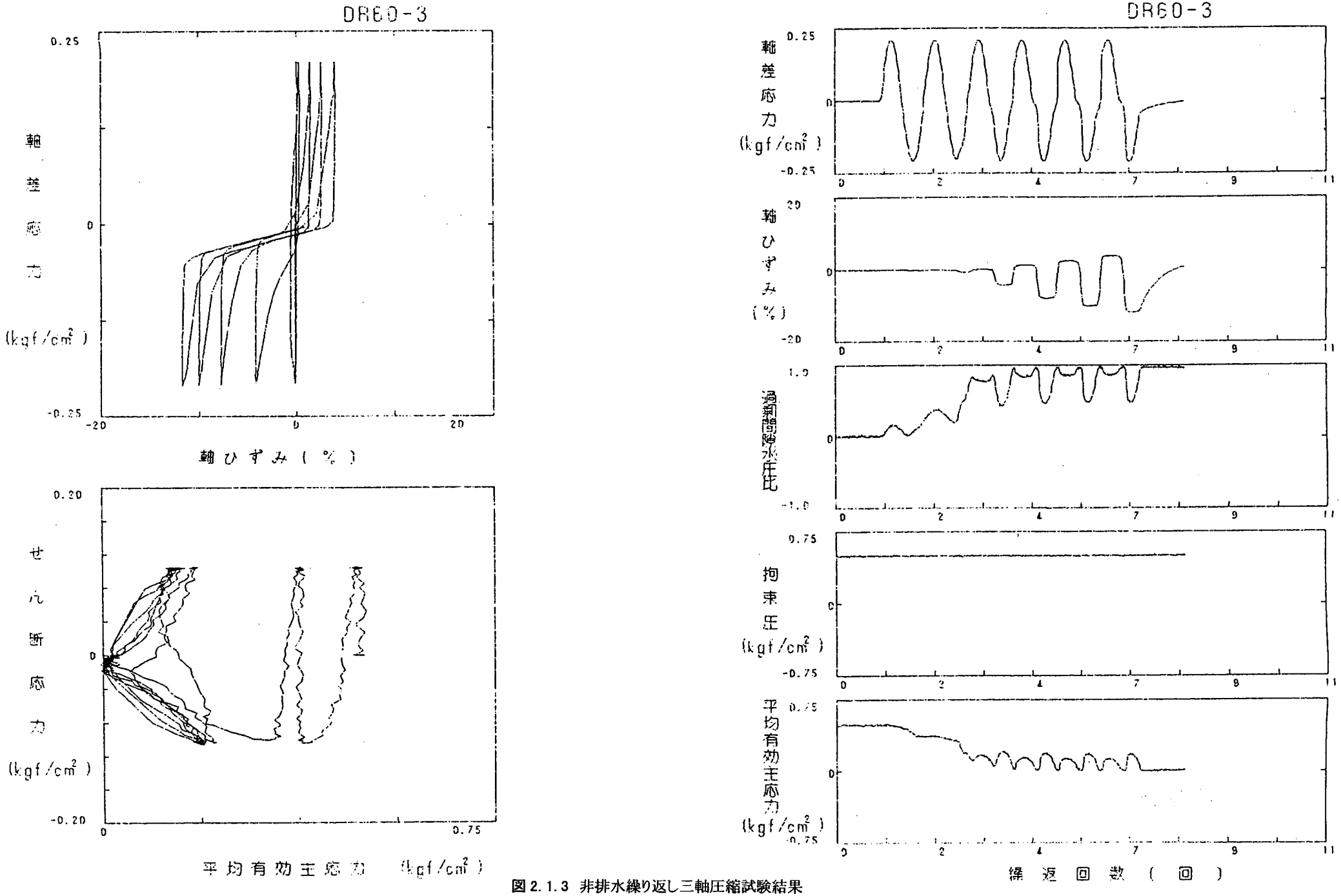


図 2.1.3 非排水繰り返し三軸圧縮試験結果

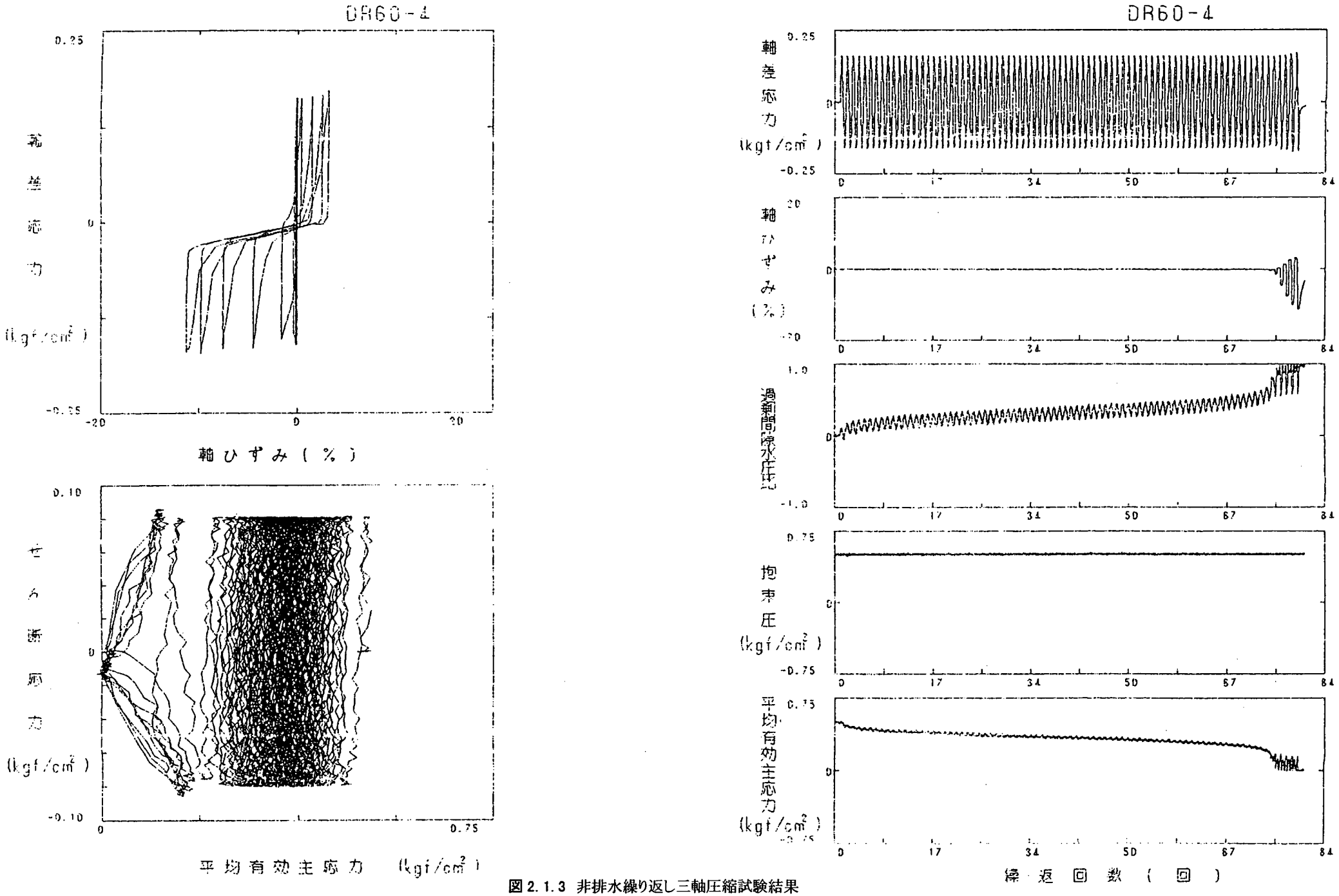


図 2.1.3 非排水繰り返し三軸圧縮試験結果

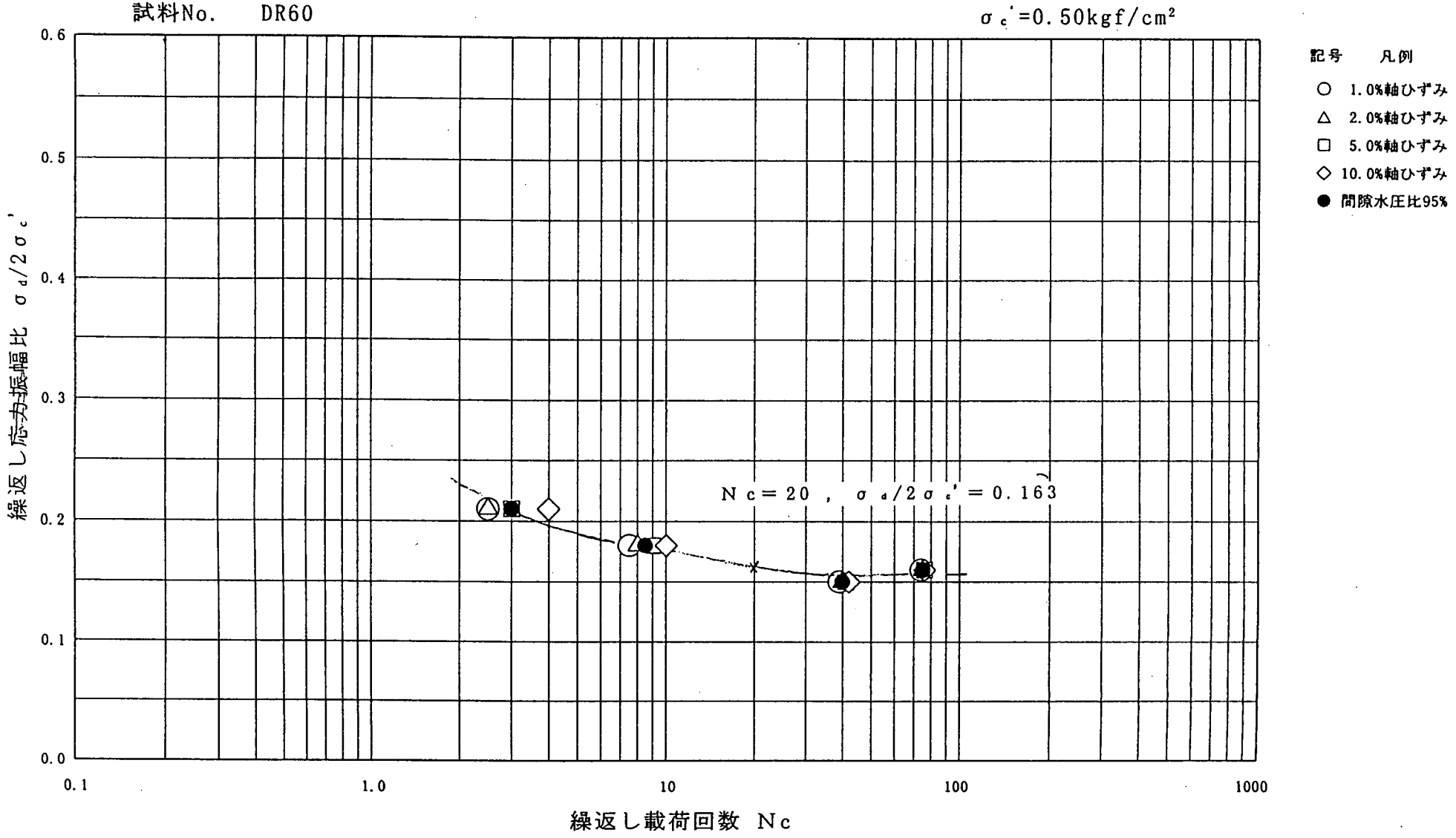

試料No.　DR60
σc'=0.50kgf/cm²
記号　凡例
○ 1.0%軸ひずみ
△ 2.0%軸ひずみ
□ 5.0%軸ひずみ
◇ 10.0%軸ひずみ
● 間隙水圧比95%
Nc＝20 , σd/2σc'＝0.163
繰返し応力振幅比 σd/2σc'
繰返し載荷回数 Nc
0.0
0.1
0.2
0.3
0.4
0.5
0.6
0.1
1.0
10
100
1000

図 2.1.4 液状化曲線

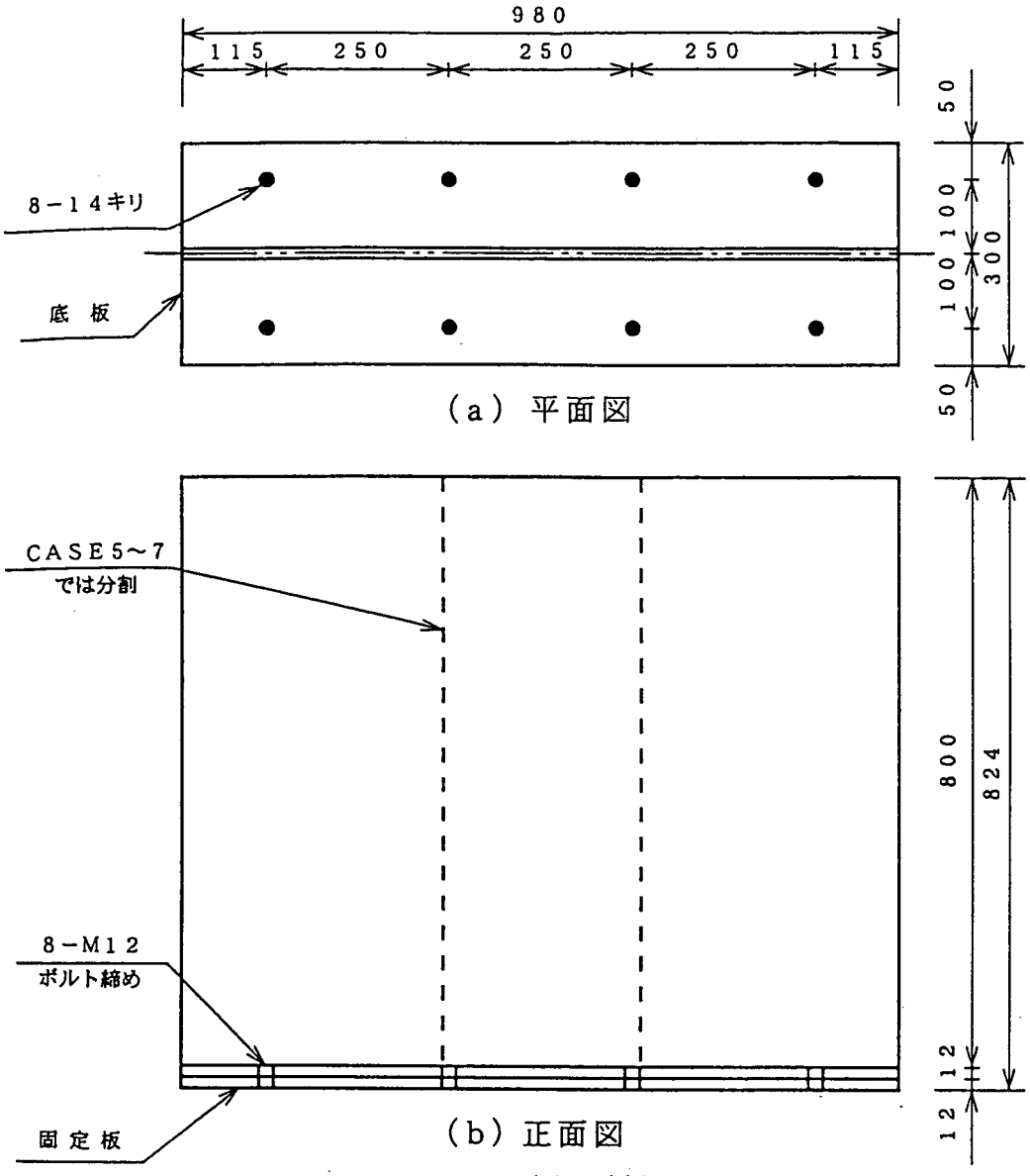


図 2.2.1 矢板固定板

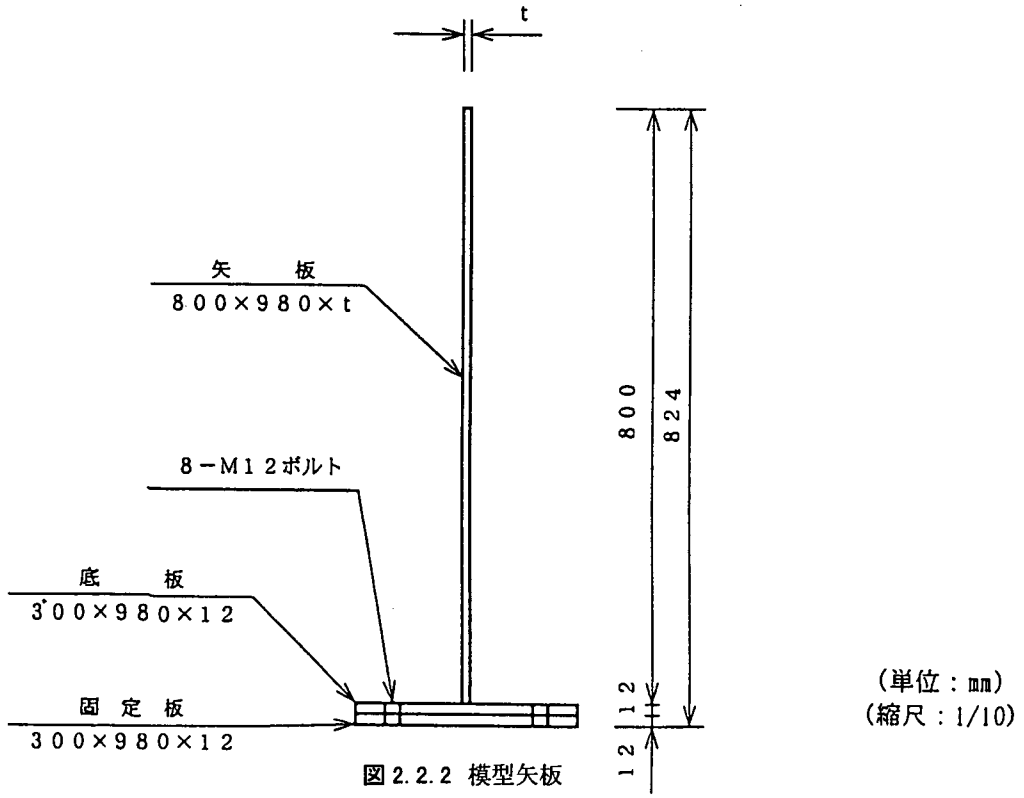


図 2.2.2 模型矢板

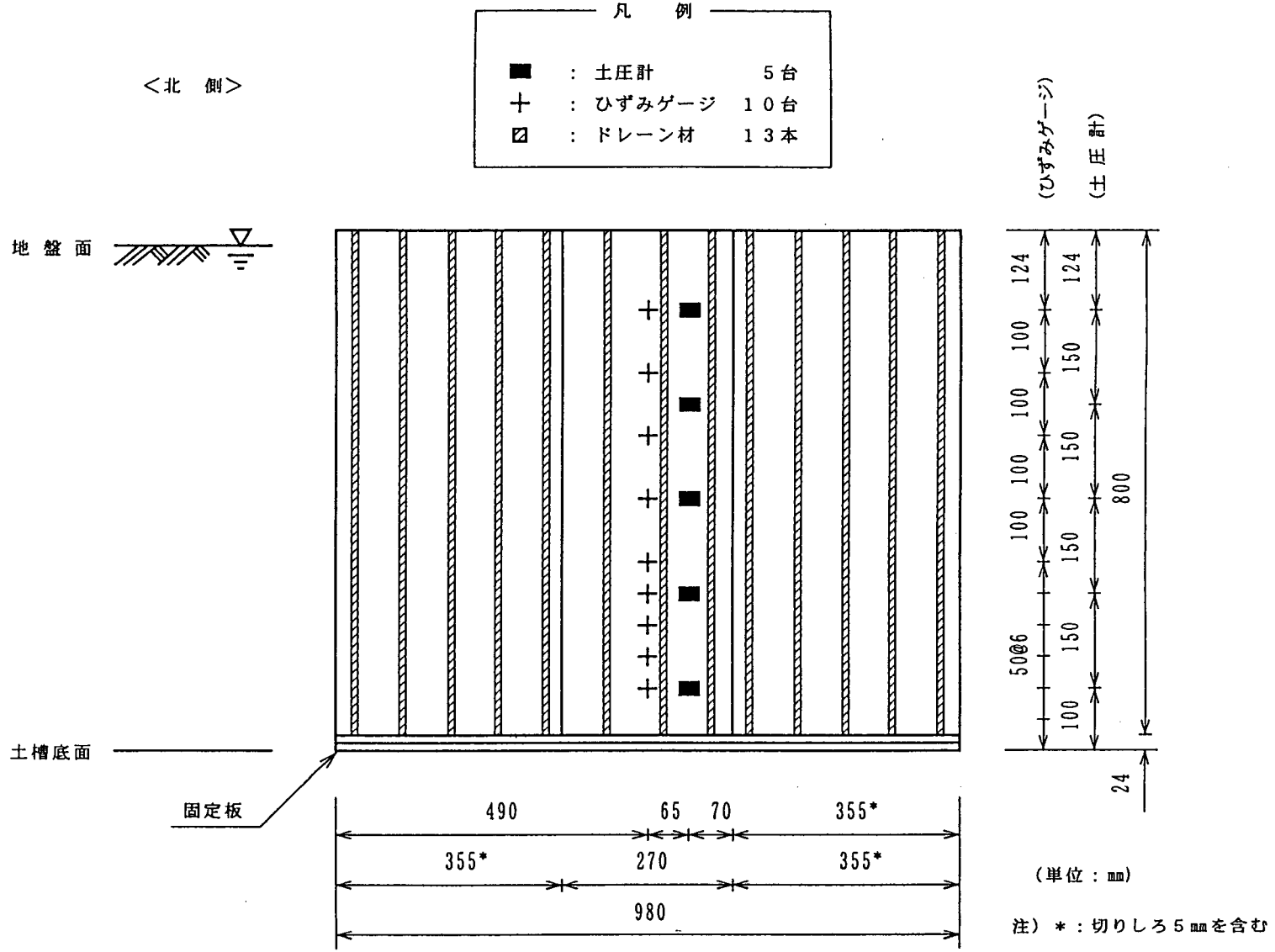
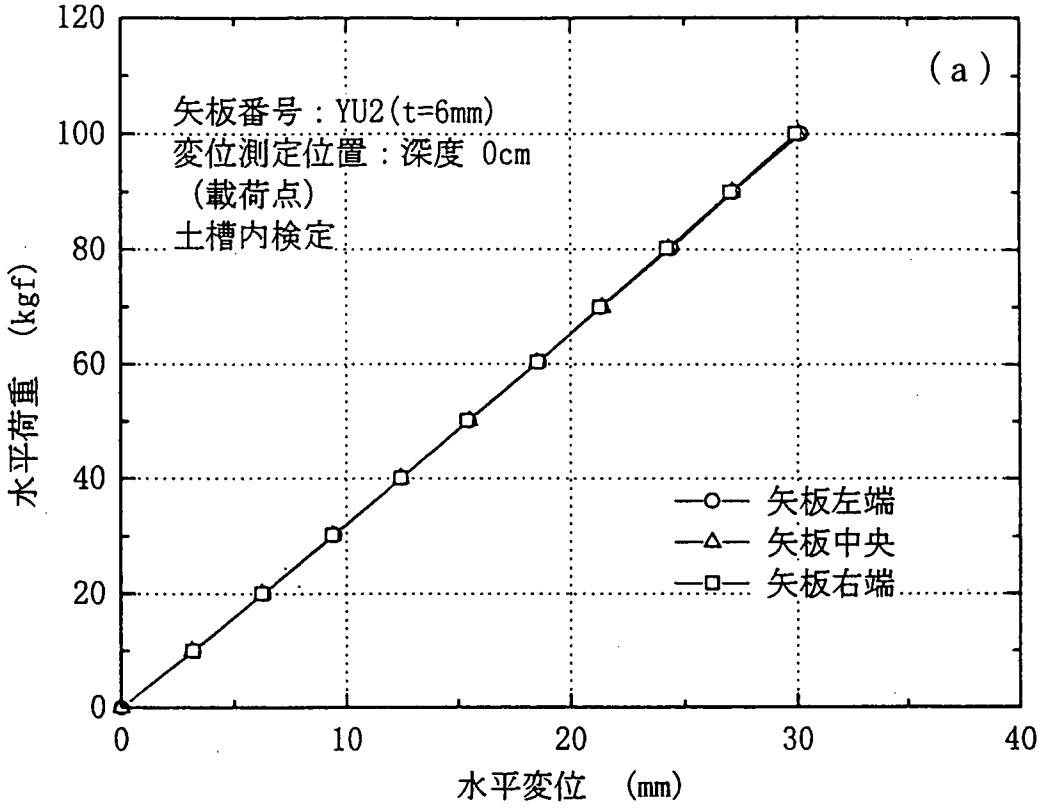


図 2.2.3　矢板に設置したセンサーと排水部材の位置



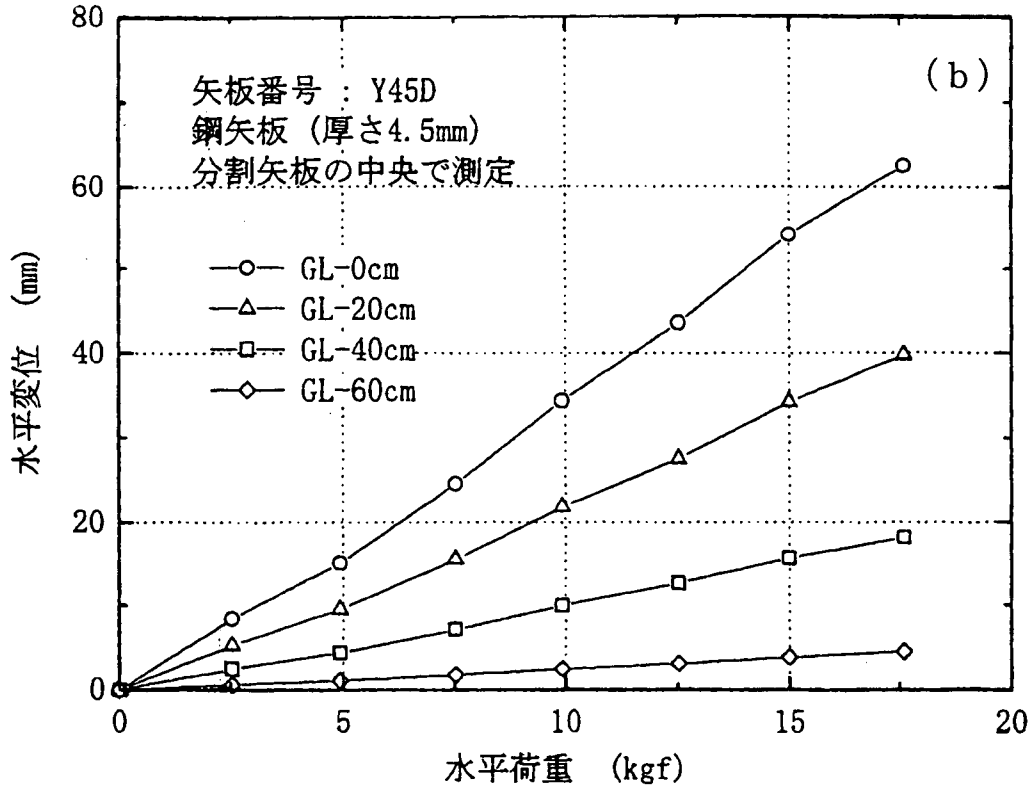


図 2.2.4 矢板の検定結果:水平荷重と水平変位の関係

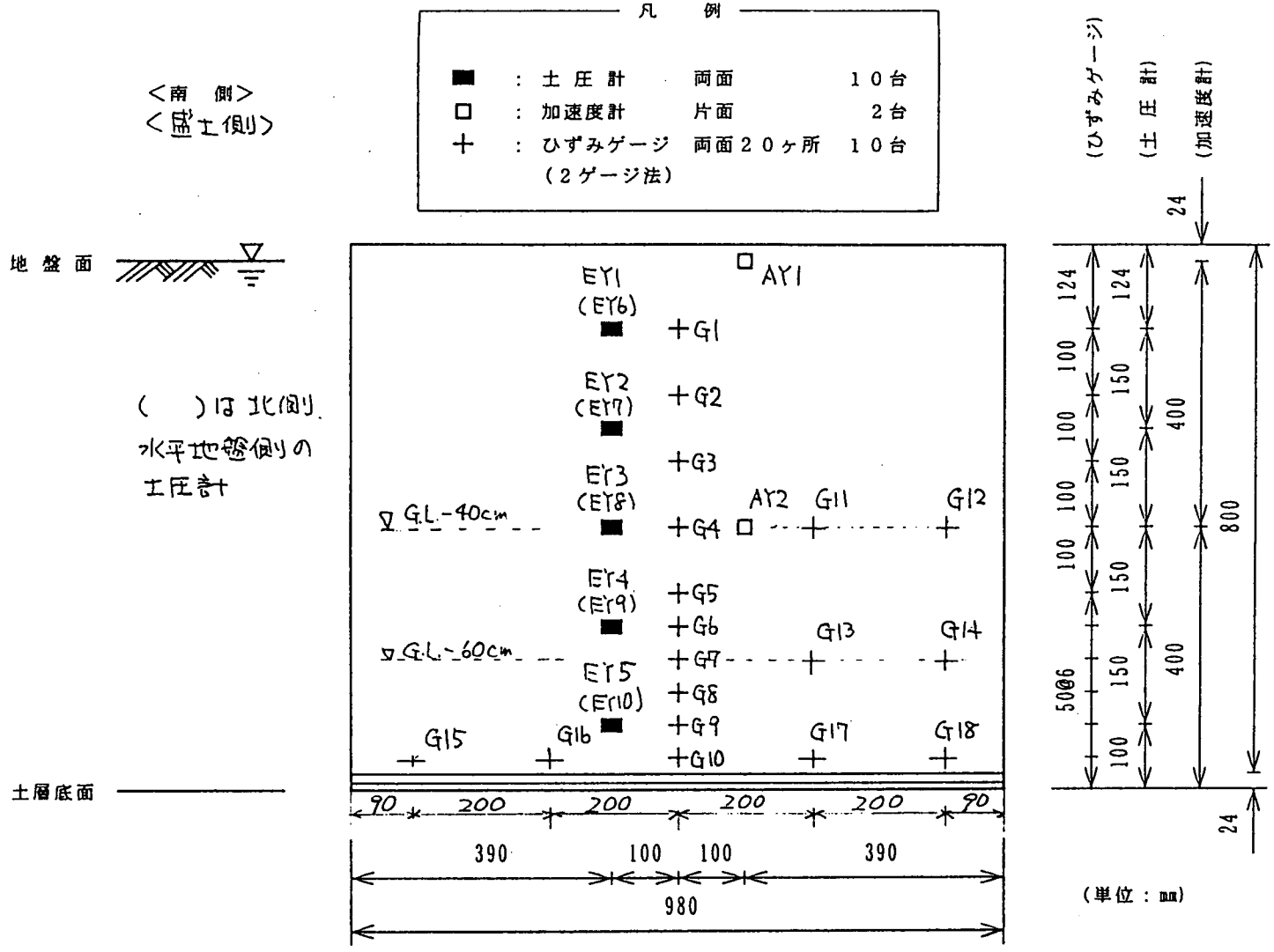
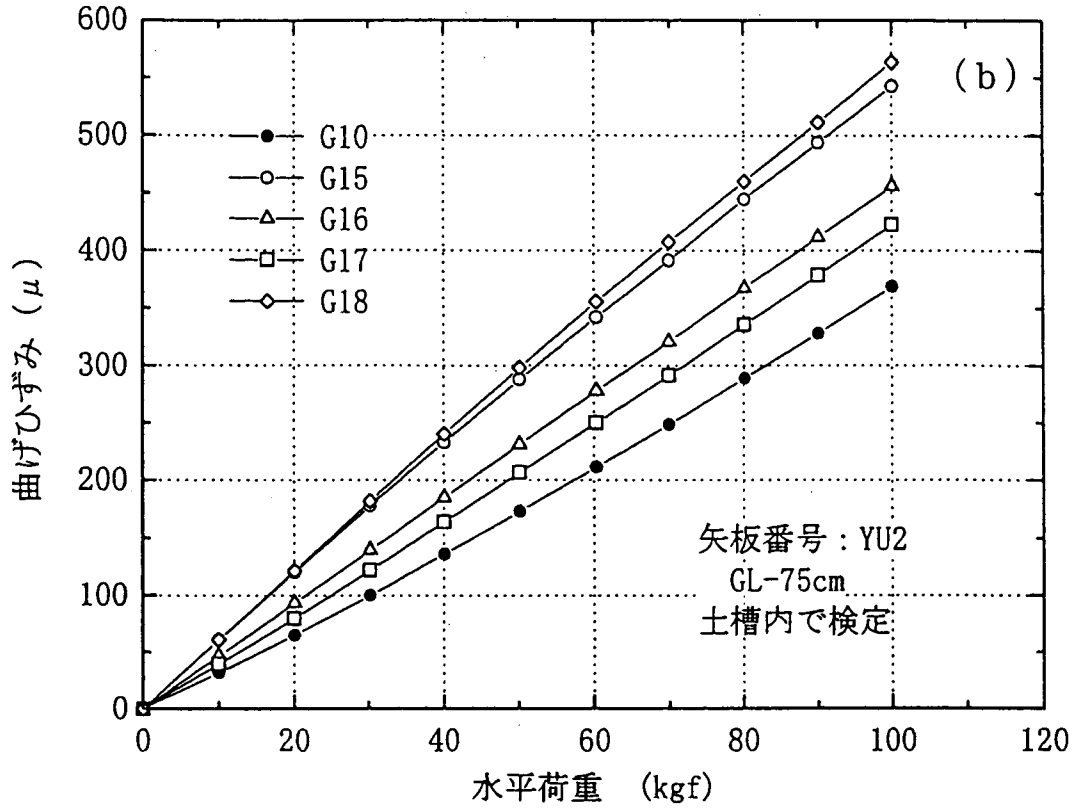


図 2.2.5 矢板の検定結果:荷重とひずみの関係 (a)ひずみゲージの位置



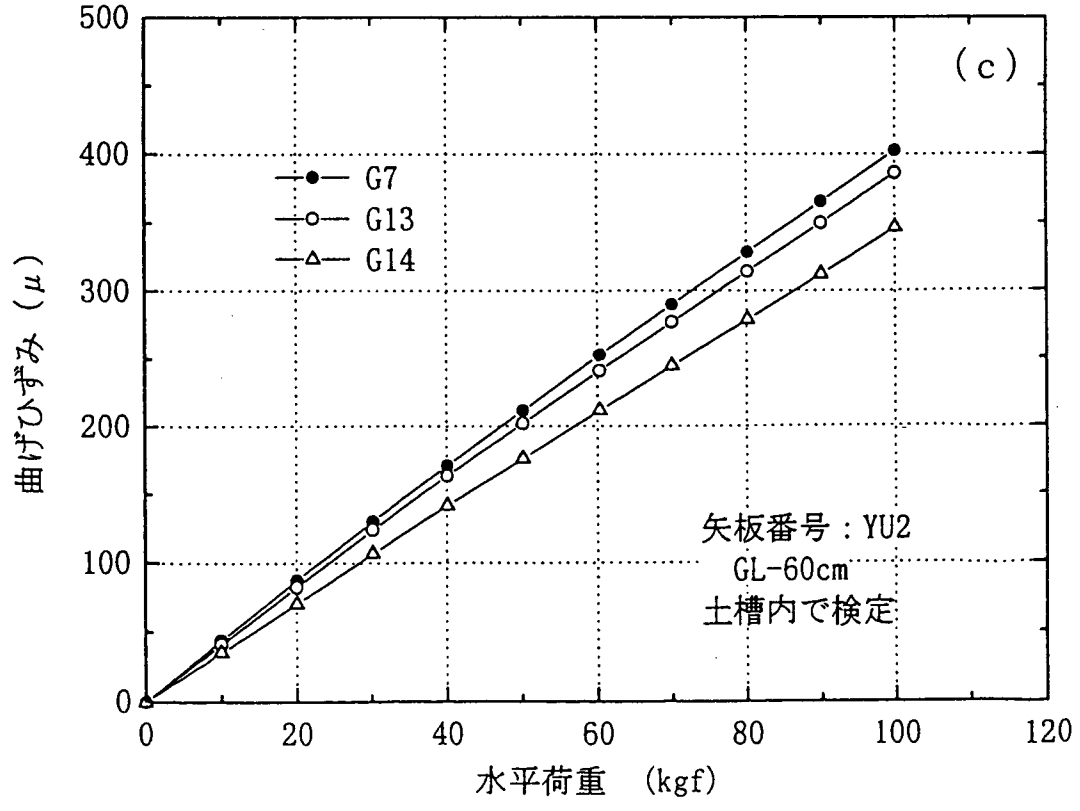
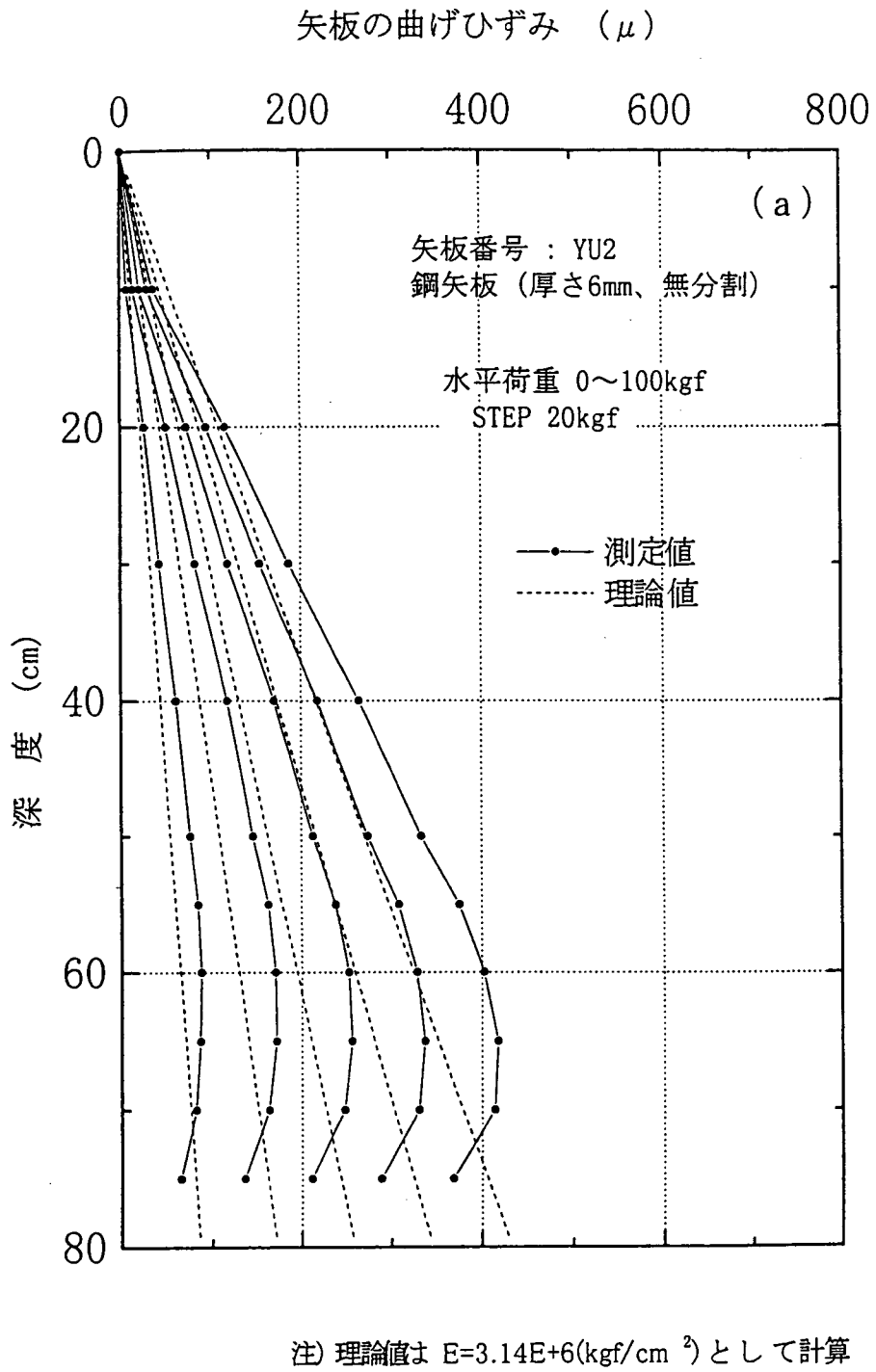


図 2.2.5 矢板の検定結果:荷重とひずみの関係



注) 理論値は E=3.14E+6(kgf/cm ^{2}) として計算

図 2.2.6 矢板の検定結果:ひずみの深度方向の分布

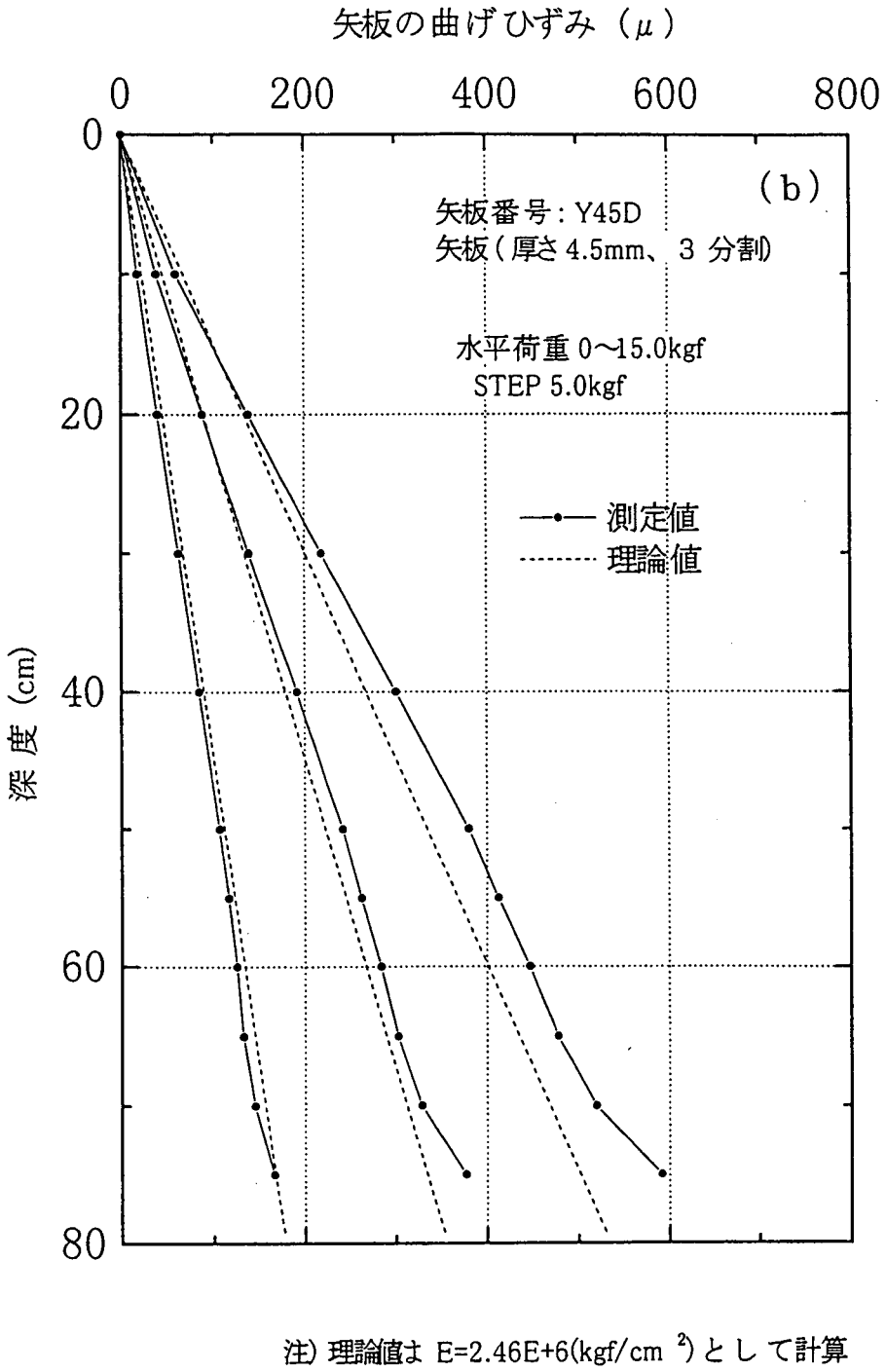


図 2.2.6 矢板の検定結果:ひずみの深度方向の分布

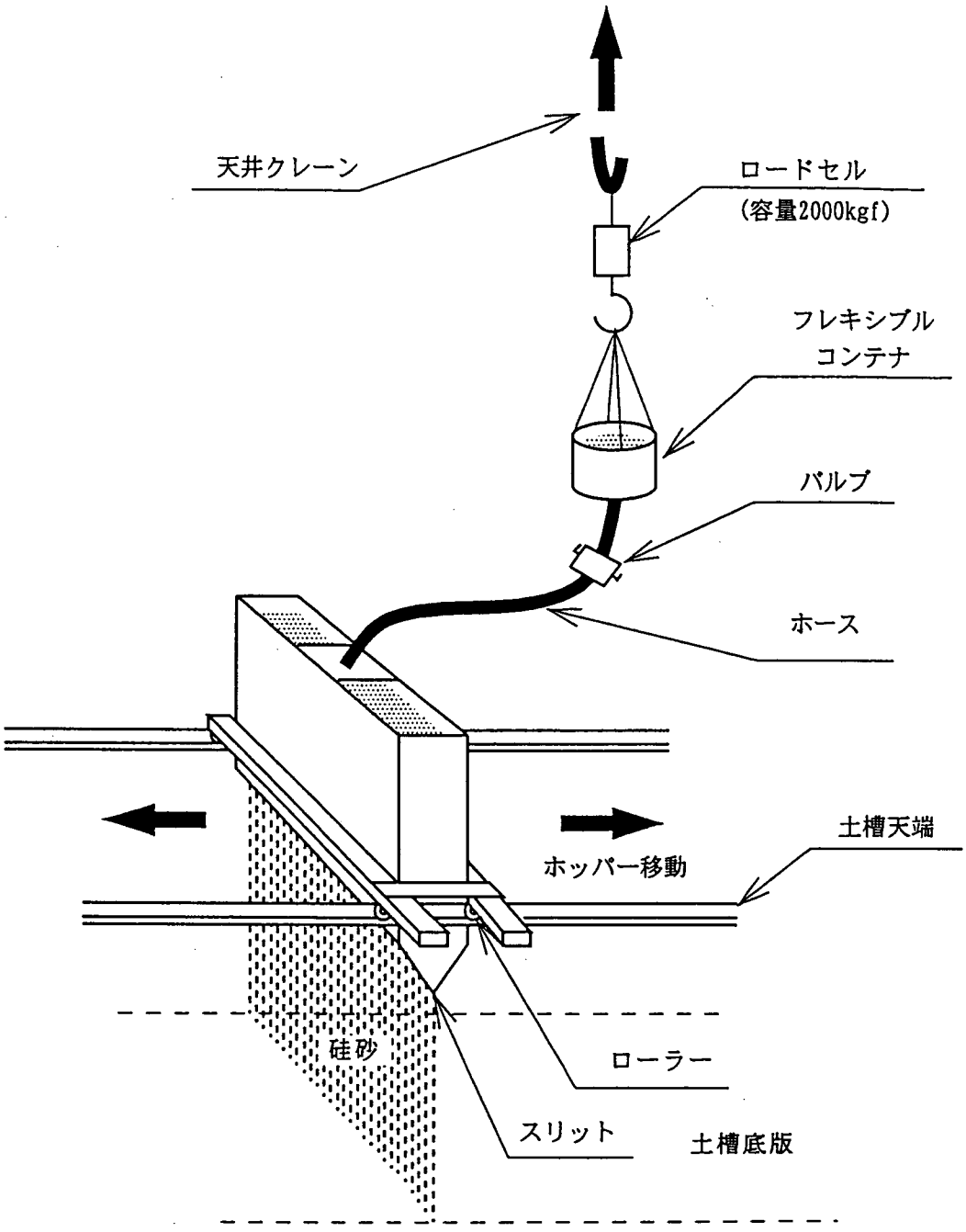


図 2.3.1 サンドホッパー

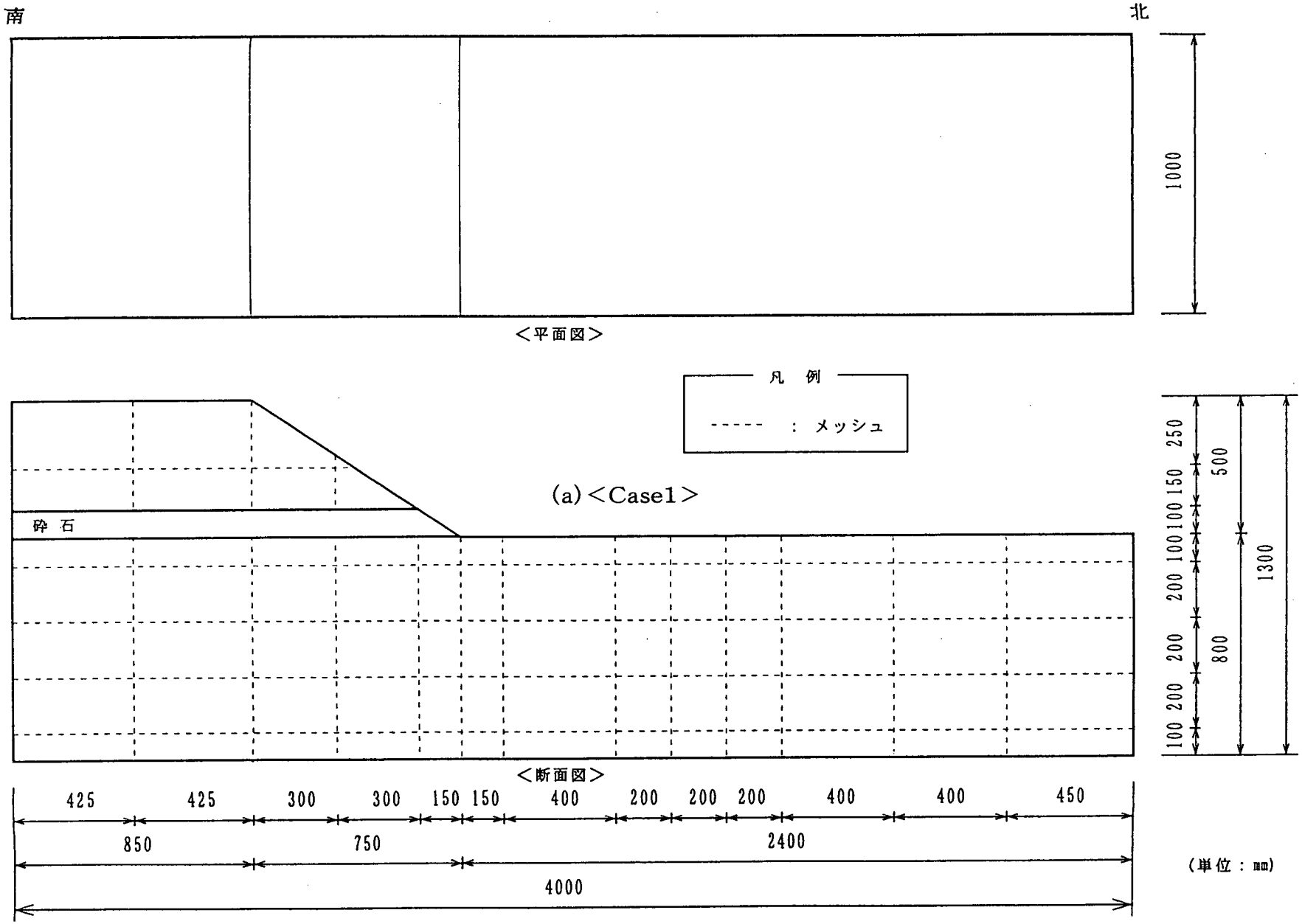


図 2.3.2　変位観察用格子の位置

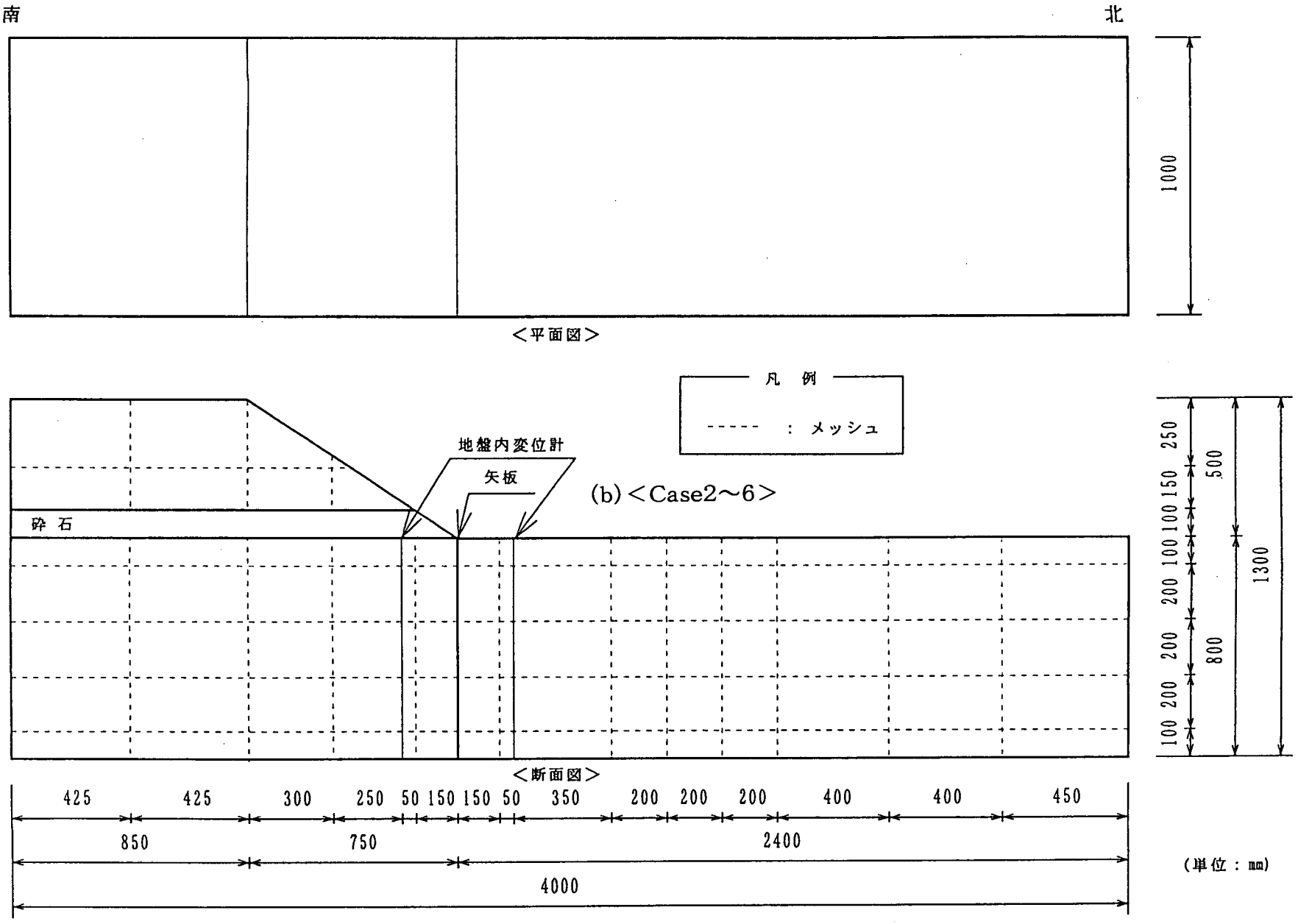


図 2.3.2　変位観察用格子の位置

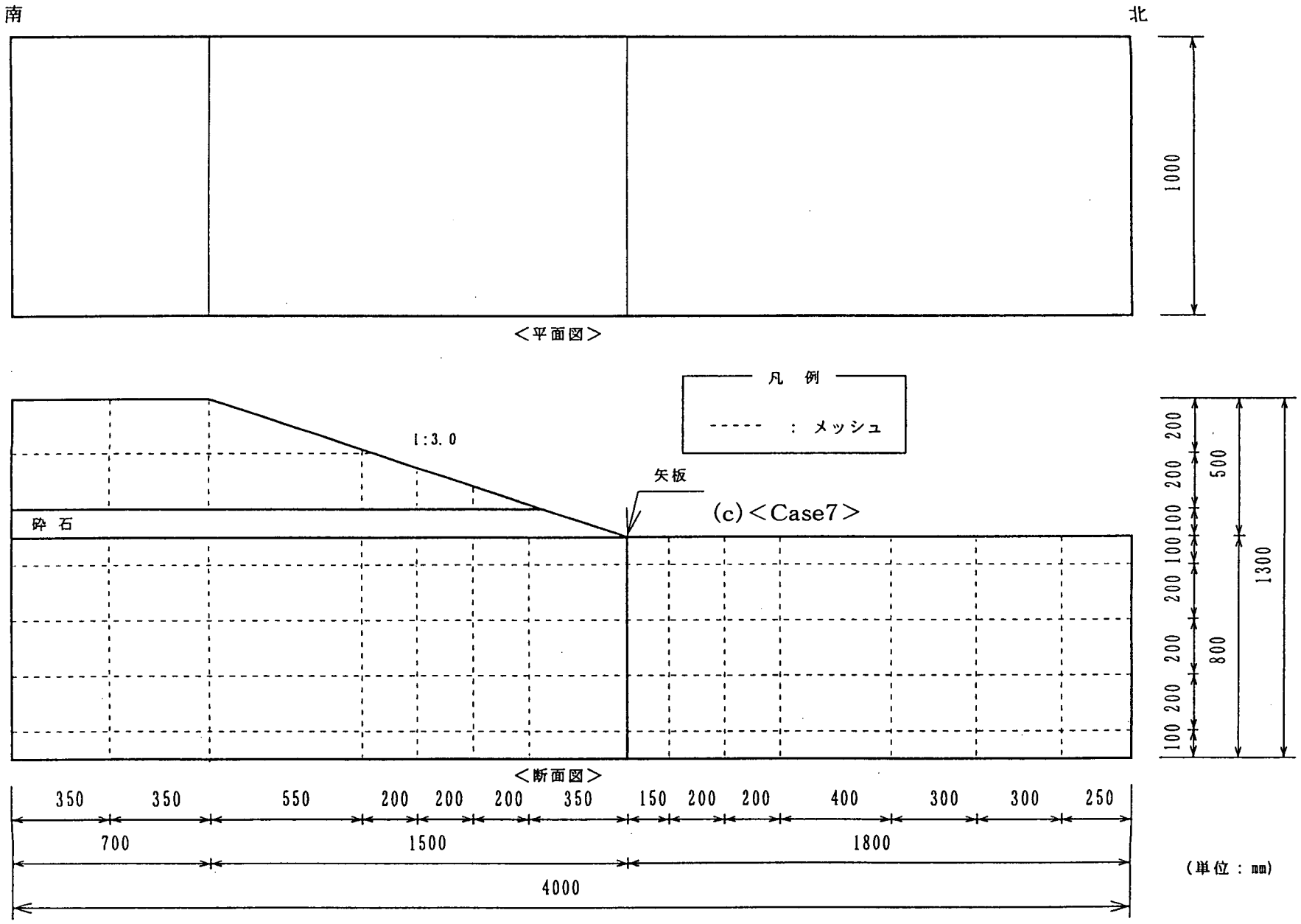


図 2.3.2 変位観察用格子の位置

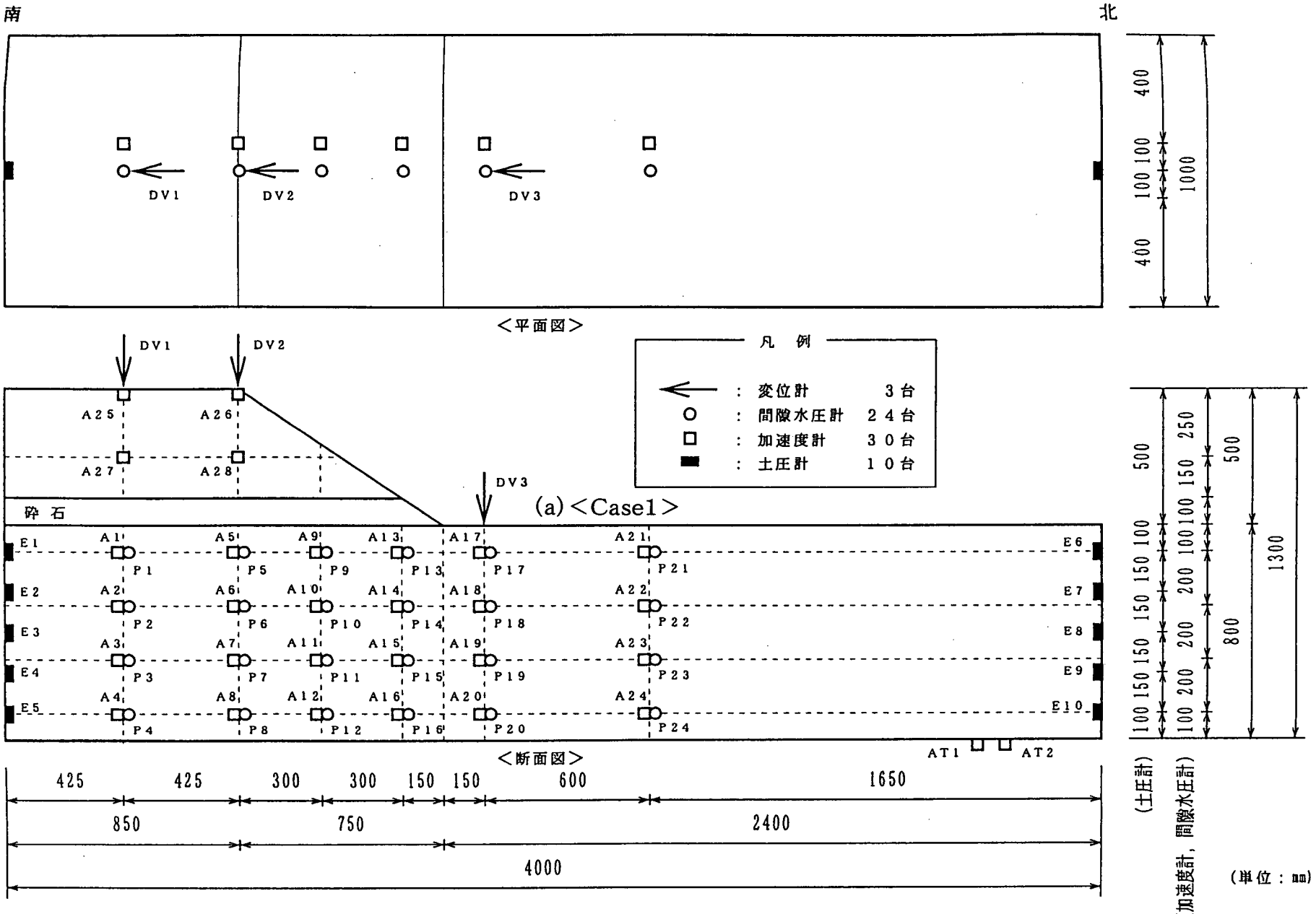


図 2.3.3 各種センサーの位置

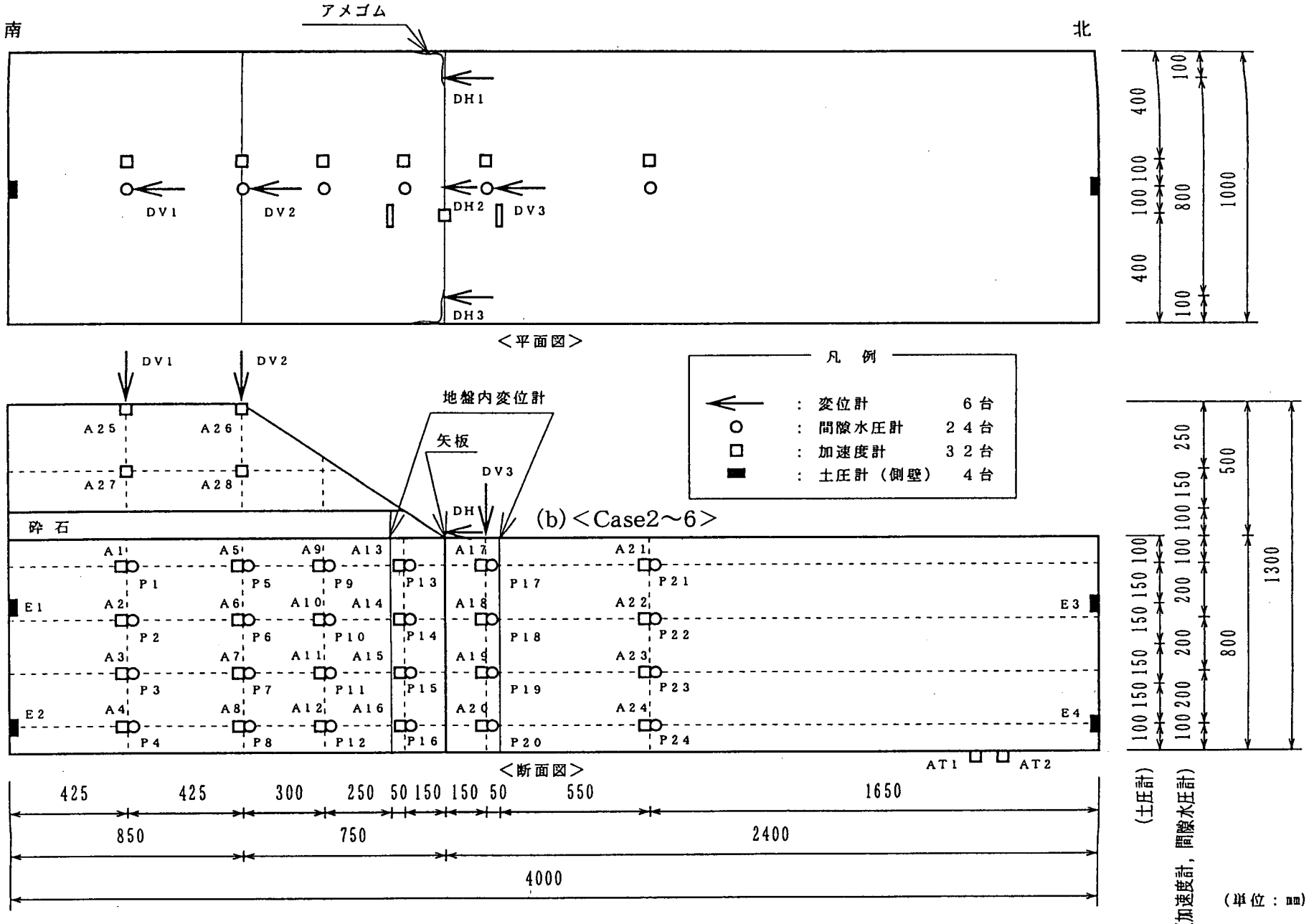


図 2.3.3 各種センサーの位置

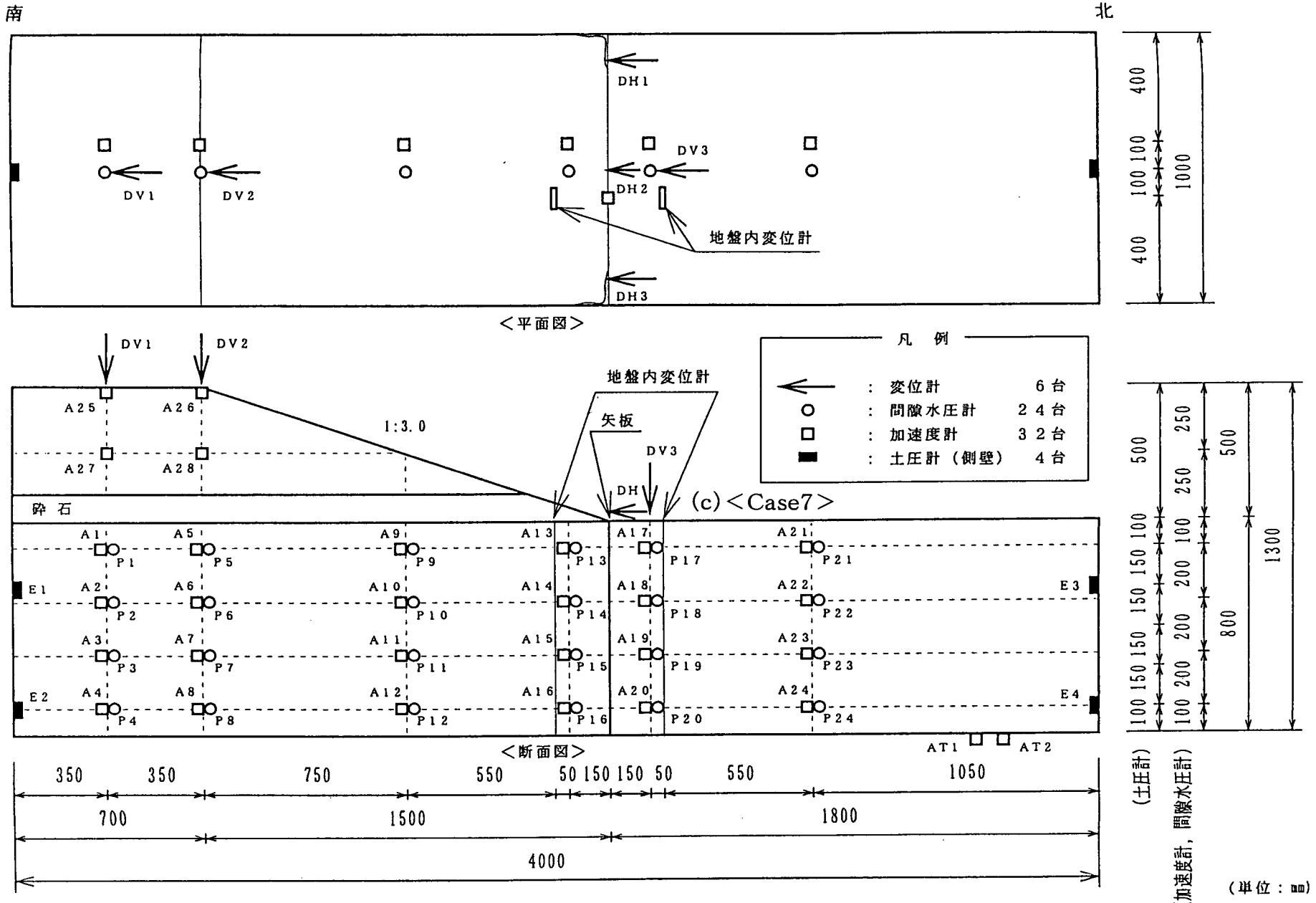
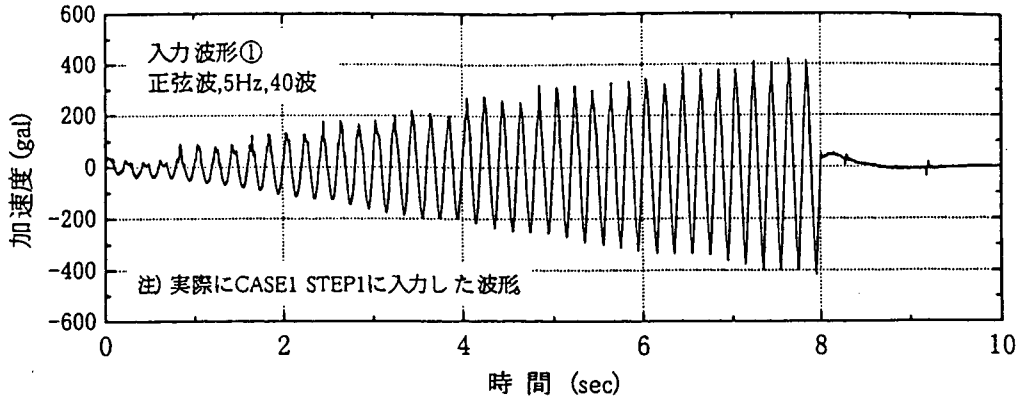
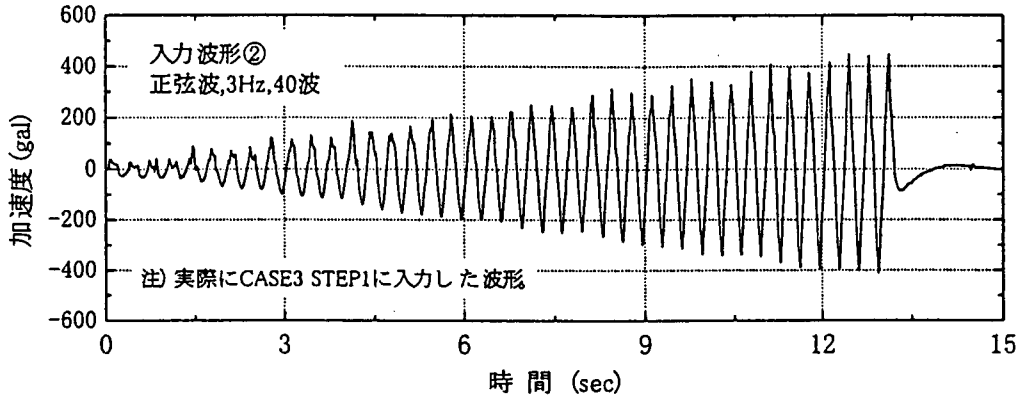
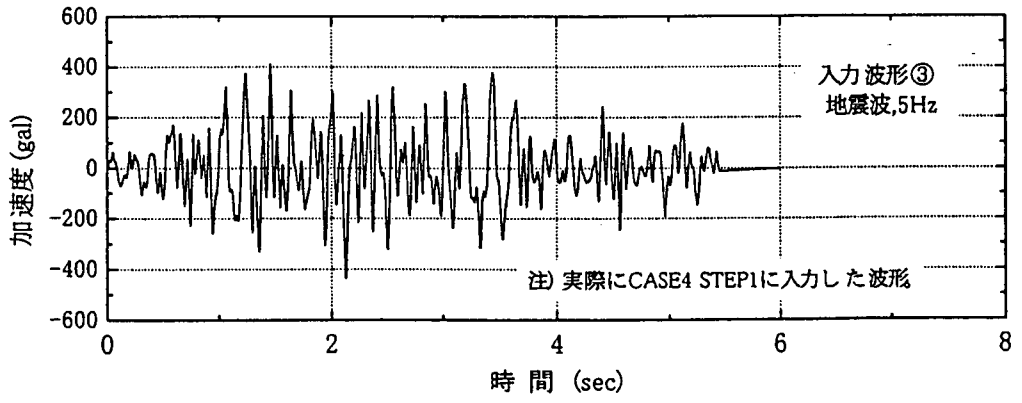


図 2.3.3 各種センサーの位置







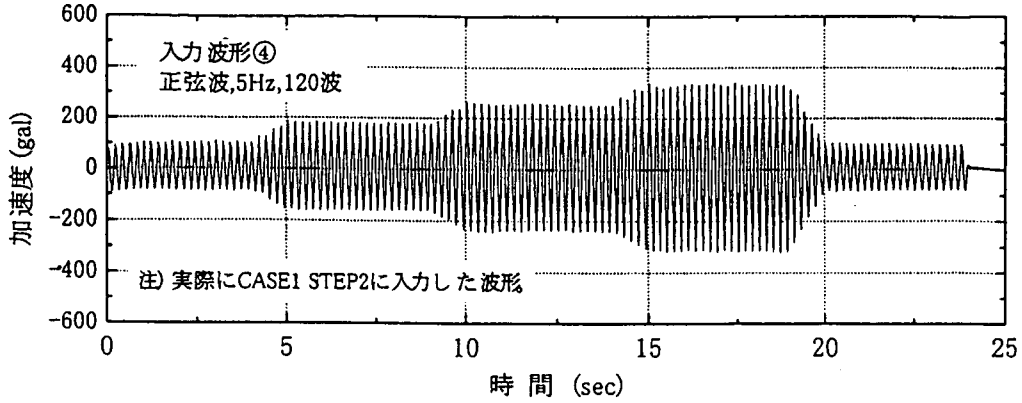


図 2. 4. 1 入力加速度の時刻歴

第3章　実験結果及び考察

3.1　間隙水圧挙動

3.1.1　全体的な間隙水圧挙動

Case1、2 での代表的な地点での時刻歴（水平地盤、矢板近傍、盛土下）を**図 3.1.1～3.1.2** に示す。矢板の盛土側では水平地盤側と比較して過剰間隙水圧の上昇が遅い。矢板盛土側から盛土直下に向かうに従って、間隙水圧の上昇が遅れる。水平側地盤(受働側)は、入力加速度が 200～250gal 程度となったところでほぼ全域が液状化し、主働側では 300gal 程度となったところで法先付近が液状化している。

Case1、2 の水平地盤部の間隙水圧時刻歴(p21～p24)を比較すると、無対策の Case1 では過剰間隙水圧が有効上載圧に達した後、特に浅い部分でスパイク状の過剰間隙水圧の低下が見られる。盛土のない水平地盤では、初期液状化に達した後に間隙水圧のスパイク状の低下が見られる。、これはせん断ひずみの増加に伴う土がダイレイティブな体積変化特性を示すことによるものであり、水平地盤を sin 波で加振し、地盤が左右に等しくせん断される場合には、入力振動１周期あたり２つのスパイクが観察されることが多い(例えば Dobry, 1995)。Case1 では、加振開始後５秒程度までは入力振動 1 周期あたり２つのスパイクが発生しているが、５秒以降は１周期あたり１つのスパイクとなっている。このスパイクの数が変化する時刻は、後述する盛土の鉛直変位、矢板の水平変位が増加し始める時刻と一致している。これより、盛土下地盤の剛性が大きく水平地盤側が盛土荷重によるせん断力の影響を強く受けない時点では、水平地盤側の土はいわゆる平地盤のような挙動を示し、その後盛土下地盤の剛性が低下して盛土荷重の影響を強く受けるようになると、水平地盤側の土の変形が左右対称とはならず、一方向にせん断されてゆくことに対応している。これは、矢板対策を施した全てのケースでも観察された。

各ケースの Step1 の入力加速度が最大の時点での過剰間隙水圧の分布を**図 3.1.3** に示す。無対策の Case1 と他のケースの分布を比較すると、矢板近傍での過剰間隙水圧比 Ru に顕著な差が見られる。すなわち、Case1 では p13～p20 の Ru が他の対策を施したケースよりも小さくなっている。土が液状化すると、その応力状態は等方的となる。水平地盤部が液状化すると、Case1 では盛土法尻部の土の水平方向の拘束が失われ、等方状態とはなり得なくなり、過剰間隙水圧がある程度以上あがらなくなるものと考えられる。一方、矢板対策を施したケースでは、水平地盤が液状化した後も矢板が盛土下地盤の水平変位をある程度拘束するので、過剰間隙水圧が上昇しやすくなる。この傾向は、矢板の剛性や盛土勾配によっても変化することが考えられるが、本実験の範囲では明確でない。

3.2 各ケースでの地盤強度

図 3.2.1 に加振条件が等しい Case1、2、5、6、7 での水平地盤部と盛土天端直下の過剰間隙水圧の時刻歴を比較して示す。これらのケースでは矢板の有無、矢板剛性、排水部材の有無、盛土法面勾配が異なるが、矢板から最も離れた p4 と p24 の位置が本実験の測定点の中では条件の違いによる影響を受けにくと考えられる。Case1、2、5 の間隙水圧挙動には大きな差はないが、Case6、Case7 の間隙水圧は早い時刻で上昇しており、Case7、Case6 の順に地盤の液状化強度が他のケースよりも小さいものと考えられる。**表 3.2.1** は各ケースでの地盤密度を層毎に示したものである。地盤密度の場所的なばらつき、ケース毎のばらつきは極めて小さい。本研究で行った一連の実験は、東北硅砂㈱から購入した硅砂７号を使用し、Case1～5 までは新しい硅砂、Case6、7 は Case1～5 で使用した試料を天日で乾燥した再利用硅砂で地盤を作成した。新しい７号硅砂と Case7 実験終了後に回収した硅砂に対して行った粒度試験結果を**図 3.2.2** に示す。繰り返し使用することによって明らかに粒度分布が変化しており、粒子が破砕していることがわかる。一般に硅砂を高温乾燥した場合には、著しい粒子破砕が生じることが知られており、本実験では天日で乾燥した。また模型実験中に硅砂が受ける有効拘束圧やせん断力は、ふるい分け試験によって粒度分布の変化を検出できるような粒子破砕が起こる応力レベルに比べて小さい。粒度分布が変化した原因は定かではないが、再利用した硅砂の力学特性が新らしい硅砂のそれとは異なり、その結果 Case6、7 で地盤の液状化強度が小さなものとなったと考えるのが妥当であろう。

3.3 地盤の加速度応答

地盤中で測定した最大加速度の分布を図 **3.3.1** に示す。水平地盤部及び盛土側地盤部の矢板近傍では加速度応答比、すなわち入力加速度に対する応答加速度の比が著しく大きくなっている。この加速度応答比が大きな領域は、地盤が液状化した領域と一致しており、応答加速度の急増は土が液状化したことに対応している。前節で述べたように、この領域では液状化後の振動中に過剰間隙水圧の急激な減少が見られた。過剰間隙水圧の急激な減少、すなわち有効応力の回復は土のダイレイティブな挙動によるものであり（例えば Ishihara, 1985)、同じ時刻で応答加速度の急増することは模型実験でも確認されている(例えば、Dobry, 1995)。

地盤が液状化していない盛土天端直下地盤では、応答加速度は入力加速度と同程度であり、この部分では土槽と共にほぼ剛体的に挙動していることがわかる。また盛土中の応答加速度倍率はおよそ１～３程度である。非液状化領域では、全体的に Step2 加振時の応答倍率は Step1 加振時よりも大きくなっており、Step1 加振によってある程度地盤が密実化したことにより結

果であると考えられる。

3.4 地盤及び矢板の変形

3.4.1 地盤の変形状況

実験土槽のガラス面付近に設置した色砂で作成したメッシュの変形状況を**図 3.4.1** に示す。まず地盤強度がほぼ同程度であると考えられる Case1～Case5 の変形状況を比較する。無対策の Case1 では、盛土底面が法先に向かって傾斜しており法肩から法先にかけて法面が大きく沈下している。これにより盛土天端部では水平方向に引張り応力が作用したことが推測される。また、盛土下地盤部でも、特に法面直下で大きな水平変位が生じており、これによって盛土部に水平引張り応力が作用したことがここでも推測できる。無対策のケースでは、盛土部に大きなクラックの発生が認められ、そのうちの幾つかは盛土下の砕石部まで達していた。

矢板を設置した Case2～Case5 では、矢板近くでの盛土沈下量が抑えられており、盛土底面の沈下分布が Case1 と比べてなだらか（または比較的一様な沈下分布）となっている。盛土法先部は、Case1 では沈下したのに対し、矢板を設置したケースでは逆に隆起したのは矢板対策によって生じた変形モードの大きな変化の一つである。盛土天端及び法面の沈下量は比較的一様であり、また盛土下地盤の水平変位量も矢板の存在によって小さく抑えられており、盛土に発生したクラックは軽微なものであった。

沈下量が大きな Case6、Case7 では、盛土天端はほぼ一様に沈下しているが、盛土底面は天端直下で沈下量が大きく、法先に向かって沈下量が減少しており、Case1 とは逆に盛土底部に水平方向引張り応力が生じるような変形状況となっている。

盛土勾配が 1:3 と小さな Case7 では、法面中央部から法先部にかけての地盤の隆起量が大きくなっている。これは、盛土の勾配が大きいほど盛土下地盤の鉛直応力の水平方向分布はより一様となるが、盛土勾配が緩くなると法面下から法先下地盤の鉛直応力が低い領域が拡大し、この部分で鉛直上方への変位の自由度が増すことが原因であると考えられる。

Case7 での盛土の鉛直変位の時刻歴及び矢板頭部のの水平変位の時刻歴を**図 3.4.2** に示す。盛土の沈下量及び杭頭の水平変位量は加振開始約４秒後から急増し始めている。Case7 で水平側地盤(p21～p24)が底部まで液状化したのは加振開始約 3.5 秒後、矢板近傍が底部まで液状化したのが約 3.8 秒後、法面中央直下地盤(p9～p12)が液状化したのが 4.5 秒後である。また、砂の非排水繰り返し三軸試験結果によると、土の剛性は過剰間隙水が有効拘束圧の７割から９割程度まで上昇したところで急激に減少する。これらのことより、盛土及び矢板変位の増加は、水平地盤部や矢板近傍の土ではなく、盛土天端下のある程度の範囲で地盤の剛性が失われることによって生じるものと考えられる。

3.4.2 矢板の変形状況

矢板ひずみの時刻歴の例として、Case7 Step1 加振中に測定されたひずみを**図 3.4.3** に示す。矢板のひずみも矢板水平変位と同様に加振開始約４秒後から急増している。何れの深度においても測定されたひずみの周波数は入力の周波数とほぼ一致しており、一次のモードで振動していたことがわかる。ひずみの時刻歴で、各波毎の平均値をひずみ漸増成分、漸増成分とひずみピーク値の差をひずみ振幅と定義する。**図 3.4.4～3.4.9** は矢板ひずみの漸増成分の深度分布であり、Step1 加振については入力加速度が 300gal 及び 400gal となった時点、Step2 加振については入力加速度が 170gal 加振 15 波目、240gal 加振 15 波目、300gal 加振 5 波目及び 15 波目の時点について示してある。ただし、地震波を入力した Case4 Step1 加振では加振開始後 3 秒と 5 秒の時点について示した。厚さ 6mm の矢板を用いた Case2～4 と 4.5mm 厚 3 分割矢板を用いた Case5～7 ではひずみの分布形状が異なっており、第 2 章で述べた変形の三次元性等の影響が現れたものと考えられる。また測定誤差の影響と見られる凸凹が見られる。

矢板を弾性片持ち梁と仮定すると、弾性床上の梁の支配方程式（式 3-4-1）が適用できる。これを２階積分することによってひずみ分布に関する方程式（式 3-4-2）を得る。実験で得たひずみの漸増成分の深度分布を（式 3-4-2）に適用し、２回積分して矢板頭部の変位の漸増成分 x を計算し、変位計 DV2 で測定した矢板頭部水平変位と比較したのが**図 3.4.10～3.4.11** である。

$$\frac{EI}{b}\frac{d^4x}{dz^4} = -p \qquad (3\text{-}4\text{-}1)$$

$$\frac{EI}{b}\frac{d^2x}{dz^2} = -\varepsilon(z) + C_1 z + C_2 \qquad (3\text{-}4\text{-}2)$$

ここで E は矢板の弾性定数、I は断面二次モーメント、b は矢板の奥行き方向単位長さ、p は矢板に作用する土圧、x は矢板水平変位、z は地表面からの深さである。計算に際しては、境界条件として z=0 でせん断力とひずみが 0、地盤底面 z=80cm で変位、たわみ角が 0 とし、積分定数を消去した。ひずみを積分して求めた矢板頭部水平変位は DV2 で測定した変位と良い一致を示しており、ひずみの測定精度は全体的に高いものと判断できる。

図 3.4.12 は、**図 3.4.1** の加振終了後の地盤変形状況図から求めた盛土下面の沈下面積を**図 3.4.10～3.4.11** から求めた矢板水平変位面積に対してプロットしたものである。盛土底面の沈下面積と矢板の変位面積はほぼ比例している。盛土の変形状況は、法先が天端直下よりも大きく沈下するケースや、その逆のケース、ほぼ一様に沈下するケースなど様々であるが、

平均的な盛土沈下量は矢板変位量から求めることができるようである。

図 3.4.13 は矢板に生じた最大曲げひずみの漸増成分と盛土下地盤の平均過剰間隙水圧の関係であり、平均過剰間隙水圧としては、(a)法尻下 (p14～p16) の平均値、(b)法面下(p10～p12)の平均値、(c)法肩下 (p6～p8) の平均値、(d)には盛土天端下 (p2～p4) の平均値、(e)には盛土下の間隙水圧測定値の平均値をとっている。水平地盤側では全てのケースで盛土下地盤と比較して過剰間隙水圧がかなり早い段階で上昇して液状化に達していたことから、盛土下地盤の過剰間隙水圧の上昇による盛土下地盤の剛性の低下が矢板のひずみ増加に直接影響を及ぼすことがわかる。**図 3.4.13**(d)では盛土天端下の過剰間隙水圧を横軸にとると全てのケースがほぼユニークな関係となっており、今回の実験では盛土下地盤の代表的な過剰間隙水圧としてp2～p4の位置の水圧をとることが適当であると考えられる。

3.5 土圧計の測定値

3.5.1 初期値、漸増成分

盛土側、水平地盤側に各５個矢板に取り付けた土圧計で測定した土圧の深度分布を**図 3.5.1～3.5.6** に示す。これらの図において、(a)Step1 加振直前に作用している全土圧、(b)Step1 加振中の過剰間隙水圧、(c) 土圧漸増成分、(d) 土圧振動成分、(e)Step2 加振前の全土圧、(f)Step2 加振中の過剰間隙水圧、(g) 土圧漸増成分、(h) 土圧振動成分が示してある。各ケースの図(a) 中には、弾性論によって求めた水平応力分布及び静止土圧係数 K_0 を 0.5、1.0、2.0 として求めた水平応力分布も示してある。ここで弾性論による水平土圧の評価では、一様な半無限地盤上の盛土を想定し、法先を通る鉛直面上の水平応力を Osterburg の方法により求めた。全体的に地盤の浅い部分では土圧係数が大きく深部では概ね K_0=0.5 の線と一致しており、盛土荷重の影響が地盤表面付近では強く、受動状態に近い応力状態となっている。また測定した土圧分布は、弾性論から求めたそれと概ね良い対応を示している。一方、Step2 加振前の土圧を示した(f) では、Step1 直前の土圧よりも全体的に大きくなっており、Step1 の加振によって水平土圧が増加したことがわかる。

各ケースの図(c)及び図(g)に示した土圧漸増成分は、何れのケースでも水平地盤側での上昇が先に、盛土側では遅れて上昇しており、過剰間隙水圧の上昇傾向と一致している。

各土圧計で測定した加振中の土圧漸増成分を近傍での間隙水圧に対してプロットしたのが**図 3.5.7** である。ただし、土圧は漸増成分、過剰間隙水圧は液状化の程度を表す指標として各波のピーク値をとっている。何れのケースでも、土圧漸増成分は過剰間隙水圧の上昇と共に直線的に増加、あるいは下に凸の曲線となっている。液状化による地盤変形の経時的変

化を力の釣り合いだけではなく地盤の粘性によって表現する試みがなされているが（東畑ら、199*)、**図 3.5.7**、**図 3.4.2** からは矢板作用土圧が一定の下で変形が進行するのではなく、矢板作用土圧の増加に伴って矢板変形が進行していることがわかる。

設計上、杭や矢板と地盤の相互作用を表現するために、２通りの考え方がある。すなわち、杭や矢板に直接作用する土圧を考えるのが一つであり、他方は地盤を弾性体（バネ）とし土のひずみに応じた土圧が杭または矢板に作用するものとする考え方である。本研究において土圧計で測定した土圧から２つの考え方の妥当性を検証することはできないが、1)各ケースで矢板の変位は大きく異なるにも関わらず矢板に作用する土圧には大きな差が見られなかったこと、2)加振初期には水平地盤側が液状化し、水平地盤側からの土圧が増加して矢板が盛土側に変位し、その後の盛土側土圧の増加と共に水平地盤側に押し出されるよう変形しており、変位の方向と土圧増加の方向が地盤バネの考えと逆であることより(**図 3.5.7**)、地盤バネを 0 とし、矢板に作用する力の釣り合いから矢板の応力、変形を評価するのが妥当であると言える。

土圧漸増成分の深度方向の分布に着目すると、地盤の浅い部分で小さくなっている。初期水平土圧係数が 1.0 より大きい場合には、液状化することによって等方化（K_0=1）する過程で水平土圧が減少することになる。すなわち、初期状態の土圧係数が大きな地盤浅部では、加振中の土圧増加が小さく、加振中の土圧漸増成分の変化は初期状態に強く依存する。そこで、初期土圧に入力加速度が最大となった時点での土圧漸増成分を加えて**図 3.5.8** に示す。ある程度のばらつきはあるものの、初期土圧と土圧漸増成分の和と深度の間には概ねユニークな関係が認められ、この土圧が矢板に加わりうる土圧漸増成分の上限値であると考えられる。図中には「河川堤防の液状化対策工法設計施工マニュアル(案)」で用いられている設計土圧（以後マニュアル荷重と称する）が破線で示してある。水平地盤側では、実測値がややマニュアル荷重より大きくなっているが、水平地盤側では土圧漸増成分の最大値は全土被り厚（$=\gamma_{sat} \times z$）に等しいと考えるのが妥当であろう。一方、矢板の盛土側土圧は全体的にマニュアル荷重より小さくなっており、これより矢板に作用する正味の荷重（盛土側と水平地盤側土圧の差）はマニュアル荷重より小さいものと考えられる。また、矢板盛土側土圧の最大値は盛土荷重や法面勾配によって変化するものと考えられるが今回の実験では、法面勾配による明確な差は見られなかった。

3.5.2 土圧漸増成分上限値の評価

矢板に作用する土圧の上限値を諸条件に応じて適切に評価できれば、土圧が初期状態から上限値まで上昇する過程を地盤の液状化の程度(F_L)または過剰間隙水圧比の関数として与えることによって合理的な設計土圧を設定することができる。本節では、土圧漸増成分の上限値について議論する。

(1) 水平地盤側土圧の上限値

加振により地盤が液状化すると地盤の変形が進む。加振をさらに継続すると、やがて地盤の変位が止まり定常状態に達する。振動前には盛土荷重による初期せん断力が受働側地盤にも作用しているが、地盤が液状化し、定常状態となった時点では、水平側地盤の応力状態は水平地盤と同様の等方応力状態になるものと考えられる。従って、水平側地盤の上限値としては、次式で与えられる全土被り厚であると考えられる。

$$p_{p\cdot maz} = \gamma_{sat} \times z \qquad (3\text{-}5\text{-}1)$$

(2) 盛土側土圧の上限値

図 3.5.8 に土研の実験から得られた主働側土水圧・漸増成分の最大値を示す(注：この図の土水圧は振動中の増分ではない)。各ケースの土水圧の最大値は概ね一致しており、この実測値が主働側土水圧の上限値であると推測される。

主働側地盤の水平方向のひずみは（振動成分をのぞいて平均的に考えれば)、定常状態においてはゼロとなる。そこで、この定常状態での矢板にかかる土水圧を弾性有限要素解析により評価することを試みた。ここでは、土研の実験での主働側をモデル化し、簡単のために弾性定数 E は全層で一定、ν=0.495 とした計算を行った。計算に用いた有限要素メッシュを**図 3.5.9** に示す。**図 3.5.8** 中に太線で示した有限要素法による計算結果は、盛土勾配が大きいと土圧が大きくなっており、実験結果と対応した土圧分布となっている。土圧上限値の盛土勾配による違いは実験結果からは確認できなかったが、FEM の計算結果でも盛土勾配による土圧の違いは約２割程度と大きくないことが確認できる。

3.5.3 土圧振幅

図 3.5.10 は各ケース step1 加振で、入力加速度が 300gal 及び 400gal の時点での差引土圧振幅の深度分布を示したものである。ここで差引土圧とは、主働側と受働側で計測した全土

圧の差をとったときの時刻歴の振幅である。図中の破線は入力加速度が 400gal、全層液状化するものと仮定して求めたマニュアル荷重（Westergaard 動水圧の２倍）である。矢板剛性の大きな Case2、３では剛性の低い Case５，６，７より土圧振幅が大きくなっている。またマニュアル荷重は概ね実測値の上限値に対応していることがわかる。

図 3.5.11 は矢板頭部の水平変位がピークとなった瞬間の差引土圧振動成分をプロットしたものである。すなわち、矢板変位がピークとなる瞬間の各深度での差引土圧から、差引土圧の漸増成分を引いたものである。ちなみに、主働側土圧と受働側土圧の位相はほとんど一致している（**図 3.5.12**）。深度方向には土圧の位相差があるため、何れのケースでも差引土圧振幅はマニュアル荷重よりかなり小さなものとなっている。

土圧計の測定値には、一般に測定精度が低く、**図 3.5.11** では土圧計のデータを差し引きすることにより誤差が相殺して小さくなることもあれば大きくなることもあるので、**図 3.5.11** に示した各ケースのプロットから一定の明確な傾向はみられない。そこで、以後は比較的測定誤差が小さいと考えられるひずみゲージの測定値を中心に議論する。

入力加速度が 300gal の時点での矢板ひずみ振幅（瞬間値ではない）の深度分布を**図 3.5.13** に示す。厚さ 6mm の矢板（Case２、３）と 4.5mm 厚の矢板（Case５，６，７）では、前述した３次元的な変形の影響でひずみの分布形状がやや異なる。しかしながらひずみを２階積分して求めた矢板頭部の水平変位は、何れのケースでも矢板頭部の変位計で測定した水平変位と良く一致しており、ひずみ測定値の信頼性は高いものと言える。地表から深さ 70cm の位置のひるみゲージ（G9）の加振中のひずみ振幅と入力加速度の関係を**図 3.5.14(a)** に示す。矢板に生じる最大のひずみは最深部で生じるので、ひずみゲージ（G10）の測定値をプロットするのが好ましいが、Case３で G10 のひずみがうまく測定できなかったため、ここでは G9 をプロットした。**図 3.5.14(b)** には、矢板近傍の地盤がほぼ全層で液状化した後の関係だけを示した。これより以下のことがわかる。すなわち、

- 入力加速度が小さく、地盤が液状化していない時点では振幅は非常に小さいが、地盤が液状化すると振幅は急増する。地盤が液状化した後では、ひずみ振幅は概ね入力加速度に比例する。これは、他の重力場実験（喜田ら、1991）や遠心模型実験（布川ら、1997）によっても観察されている。
- 入力の周波数を 3Hz とした Case3 Step1 では、他のケースと比較してひずみ振幅が大きくなっているが、同じく 3Hz で加振した Case3 Step2 では他のケースと差が見られない。振幅は入力の周波数に依存するものと考えられるが、Case3 の結果だけでは周波数の影響が明確でない。Case3 Step1 以外の全ケースで振幅と入力加速度はほぼユニークな関係とな

っており、盛土の裏面勾配や矢板剛性による差はここからは見られない。ひずみ振幅が矢板剛性に依存しないということは、矢板に作用する土圧の振動成分が矢板剛性に比例することを意味する。

以上より、土圧振幅の上限値は概ねマニュアル荷重で評価できるが、深さ方向に土圧の位相差があることからマニュアル荷重による評価は相当に安全側となる。

図 3.5.15 は遠心模型実験（布川ら、1997）で得られた矢板ひずみの振動成分の深度分布を、マニュアル荷重から求めたひずみ分布と共に示したものである。この模型は液状化層厚 5m、矢板の曲げ剛性はFSP ⅡA 型に対応するもので、実験では 180gal または 270gal の正弦波(2hz)を 20 波入力した。この実験でも、ひずみ振幅はマニュアル荷重から求めたひずみ振幅の約 1/3 程度である。以上より、土圧振幅の上限値は概ねマニュアル荷重で評価できるが、深さ方向に土圧の位相差があることからマニュアル荷重による評価は相当に安全側となると言える。

3.5.4 土圧振動成分の矢板剛性への依存性と設計土圧の提案

現行のマニュアルに用いられている土圧振動成分は次式で与えられる。

$$\text{土圧振動成分}=2\times\frac{7}{8}\times\text{水平震度}\times\gamma_{sat}\times\sqrt{\text{液状化層厚}\times\text{深さ}}$$

実験結果によると、土圧振動成分は、地盤が液状化して後は入力加速度にほぼ比例している。土圧振幅の深さ方向の分布形状は、深さ方向に位相差があることから複雑に変化するものと考えられ、それを正確に取り入れることは困難であるため、設計上は分布形状を決めざるを得ない。土圧振幅は矢板の剛性に強く依存しており、これは既往の実験結果でも確認されている(喜田ら、1991)。これより、土圧振動成分はこれに矢板剛性の影響を考慮するために関数$f(EI)$の項を加え次式のようにするのが妥当であると考えられる。

$$\text{土圧振動成分}=2\times\frac{7}{8}\times\text{水平震度}\times\gamma_{sat}\times\sqrt{\text{液状化層厚}\times\text{深さ}}\times f(EI)$$

一般に、重力場における縮尺模型を用いた模型実験の結果を直接実物と対応つけることは困難である。従って、矢板剛性の影響を設計荷重に取り入れるためには、矢板剛性を無次元化し、無次元化した土圧振幅と対応付けることが必要である。
以下、関数$f(EI)$について次元解析的考察を試みる。

土圧振幅に影響を及ぼす独立な要因を列挙すると、以下の通りである。

$p_{d(z)}$　：深さｚの地点での土圧振幅

α / g　：入力水平加速度と重力加速度の比

γ_{sat}　：飽和単位体積重量

H　：液状化層厚

z　：水平地盤表面からの深さ

EI　：矢板曲げ剛性

y　：矢板表面から中立軸までの長さ（本実験の場合には厚さの1/2）

この他、入力周波数、盛土幾何形状、盛土荷重、水または液状化した砂の粘性が影響要因として考えられるが、これらの影響が二次的であるとしてここでは取り上げないこととした。独立な６つの影響要因の組み合わせから得られる独立な無次元パラメータは、バッキンガムのπ定理から7-3(基本量の数)=4個であり、次のようになる。

$\dfrac{p_d}{(\alpha/g)\cdot\gamma_{sat}\cdot z}$　：無次元化した土圧振幅で、1gの水平加速度を与えた場合の土圧係数に対応する

$\dfrac{EI/b}{\gamma_{sat}\cdot H^3 y}$　：無次元化した矢板剛性。分子は単位幅あたりの曲げ剛性、分子はモーメント荷重と矢板厚さの積であり、片持ち梁の場合での曲げひずみの大きさに対応する無次元量。本研究で用いた様な板状の矢板の場合、$EI/b = h^3/12$である。ここで、h=矢板厚さ。

$\dfrac{z}{H}$　：相対深度

ここで、α / gは一つの独立な無次元パラメータであるが、前述したように土圧振動成分がα / gと比例関係にあることから、ここでは土圧振動成分に関する無次元量に含めた。なお、bは奥行き方向単位長さである。

土圧の振動成分は深さ方向に位相差があるため、条件が異なれば分布形状も異なるものと考えられるので、分布形状とその大きさの両方を条件毎に決定するのは実用的でない。また設計上は、土圧振幅やひずみ振幅の深度分布ではなく、矢板ひずみの最大値が求まればよい。そこで、分布形状はマニュアル荷重と同じ、すなわち深さzの地点の土圧振幅が$\sqrt{H\cdot z}$に比例すると仮定する事にした。深度方向の分布形状を予め規定し、また液状化層全層の水平土圧によって生じる矢板モーメントに着目することにより、上記無次元量のうちz/Hの持つ意味は薄くなる。土圧振幅の大きさは、液状化層下端付近で計測された最大曲げひずみを生じさせるために必要な土圧振幅を逆算して求め、無次元化した矢板の曲げ剛性に対してプロットしたのが**図 3.5.16**である。無次元化した土圧振幅は無次元化した矢板剛性と共に増加している。

無次元化した土圧振幅は、矢板剛性のみならず盛土荷重にも依存するものと考えられる。盛土荷重に関する無次元量を考えると、(盛土高さ×盛土単位体積重量)/$\gamma_{sat}H$ となる。図中には既往の遠心模型実験の結果も示してある。遠心模型実験では無次元化した盛土荷重は約1.0で、本実験の約2倍であり、無次元化した土圧振幅の値も本実験の値より大きい。図中の点線で示したように、無次元化した盛土荷重に応じた関係があるものと考えられる。

無次元化した土圧振幅には上限値があり、無次元化した矢板剛性が十分に大きい場合その値に漸近してゆくものと考えられる。この上限値は別途検討する必要があるが、設計上は実用的な無次元化した矢板剛性の範囲を設定し、その範囲で危険側とならないように土圧振幅を設定すればよいものと考えられる。

本節で行った次元解析的考察では、影響要因として$p_{d(z)}$、α/g、γ_{sat}、H、z、EI、yをピックアップし、この他の要因はその影響が二次的であるとして取り上げないこととした。また、本節では矢板下端または液状化層下端付近で発生する矢板の最大ひずみにのみに着目し、矢板に作用する土圧分布形状も規定していることから実質的に無次元パラメータ z/H の影響を陽に考慮していないことになっている。

図3.5.16では無次元化した矢板剛性の増加と共に無次元化した土圧が増加してゆき、3つの異なる矢板剛性の実験が滑らかに連続しており、無次元化した矢板剛性と土圧の間にユニークな関係が見られる。全ての影響要因を抽出し、そこから得られる無次元パラメータのうち$\dfrac{p_d}{(\alpha/g)\cdot\gamma_{sat}\cdot z}$ と$\dfrac{EI/b}{\gamma_{sat}\cdot H^3 y}$以外のパラメータを一定とした実験を行い、$\dfrac{p_d}{(\alpha/g)\cdot\gamma_{sat}\cdot z}$を$\dfrac{EI/b}{\gamma_{sat}\cdot H^3 y}$に対してプロットして両者の関係を調べるのが正道である。しかしながら、多くの無次元パラメータの影響を調べるためには膨大な数の実験が必要であり、その実施は困難である。今後の検討課題として、$\dfrac{p_d}{(\alpha/g)\cdot\gamma_{sat}\cdot z}$に及ぼす$\dfrac{EI/b}{\gamma_{sat}\cdot H^3 y}$と無次元化した盛土荷重以外の無次元パラメータの影響が小さいことを確認することにより**図3.5.16**の関係の妥当性を示すことが必要である。

3.6 排水機能の効果

3.6.1 排水部材

実験で用いた模型排水部材は、幅1.5cm、高さ0.8cmの樹脂製U字溝にステンレスメッシュを張り付けたものである。実験では、長さ80cmの排水部材を奥行き方向に8cm間隔で13本

矢板に張り付けた。この部材は、河川堤防の液状化対策工法設計施工マニュアル(案)（土研・動土質研究室、1997）に記されている排水部材断面の決定法に従って計算すると、矢板から3.5cm 離れた位置での液状化層の過剰間隙水圧比を 30%低減させる能力を有することになる。なお、本研究で用いた模型地盤が実物のおよそ 1/10 のスケールであることを鑑み、実設計では矢板から 35cm の位置での過剰間隙水圧比低減量を排水効果の代表値とするところを、矢板から3.5cm の位置を代表点とした。

3.6.2 地盤中の間隙水圧挙動と排水部材の効果

矢板水平地盤側に排水部材を取り付けた Case6 での、水平地盤側の過剰間隙水圧の時刻歴を**図 3.6.1** に示す。矢板近くの p17～p20 の位置では水平地盤部(p21～p24)と比べて過剰間隙水圧の上昇が遅れている。特に地盤の深部(p20)では加振終了までに完全液状化には至っていない。また、加振終了後の水圧消散速度が矢板近くでは大きくなっている。これらの矢板近くでの間隙水圧挙動には、排水部材による水圧低減効果が現れたものと考えられる。しかしながら、前述したように、各実験ケース毎に地盤の液状化強度が異なるので、Case6 の実験結果と他のケースの実験結果とを単純に比較することは適当でない。何らかの統一的な基準を設けて、それを基に各ケースのデータを比較する必要がある。本節では、盛土下地盤の過剰間隙水圧と矢板の曲げモーメントを結びつけた**図 3.4.6** を用いて各実験の比較・評価を試みる。

図 3.4.6(d)において、Case6 の曲げモーメントが他のケースより小さくなっており、排水部材の影響によるものと考えられる。特に Case6 の平均水圧が約 5～40gf/cm^2 の範囲（加振時間にして 4～6sec）で盛土下の水圧上昇に対する矢板曲げモーメントの増加を抑制する効果が見られる。これは、矢板外側近傍地盤において排水部材による水圧上昇の抑制効果が確認される時刻とほぼ一致している。その後過剰間隙水圧が上昇すると、Case6 と他のケースの曲げモーメントの差は見られなくなる。これは、地盤の液状化の程度が大きくなると、排水部材の排水能力の限界に達し、それ以上の地盤中間隙水圧の低下に寄与することができなくなるためであると考えられる。

河川堤防の液状化対策工法設計施工マニュアル(案)（土研・動土質研究室、1997）では、排水部材による過剰間隙水圧の低減によって、最大で 5%の地盤反力係数を見込むものとしている。すなわち、図 1.2.11 に示した過剰間隙水圧比と地盤反力係数比（Ru=0 の時の地盤反力係数に対する地盤反力係数の比）の関係からを求め、これが 5%以上となる場合には 5%とする。本実験で用いた排水部材も、マニュアル(案)に従って求めると 5%の地盤反力係数が見込める

こととなる。**図 3.4.6** において述べた Case6 の曲げモーメントの低減は、横軸の過剰間隙水圧を地盤内のどの位置にとするかによって変わるものである。どの位置の間隙水圧を代表値とし、**図 3.4.6** に示したようなプロットから排水の効果を判断するのが妥当であるかを合理的に説明することは困難である。一つの試みとして、Case6 のモーメントが他のケースよりも最も小さくなった**図 3.4.6(d)**を元にし、このモーメントの差を生じさせる地盤反力係数を逆算したところ、最大で 1.8%となった。これはマニュアル(案)に示されている過剰間隙水圧と地盤反力係数比の関係(図 1.2.11)と矢板から 35cm の地点の過剰間隙水圧比を元に排水効果を算定することが、かなり危険側となることを示唆するものである。

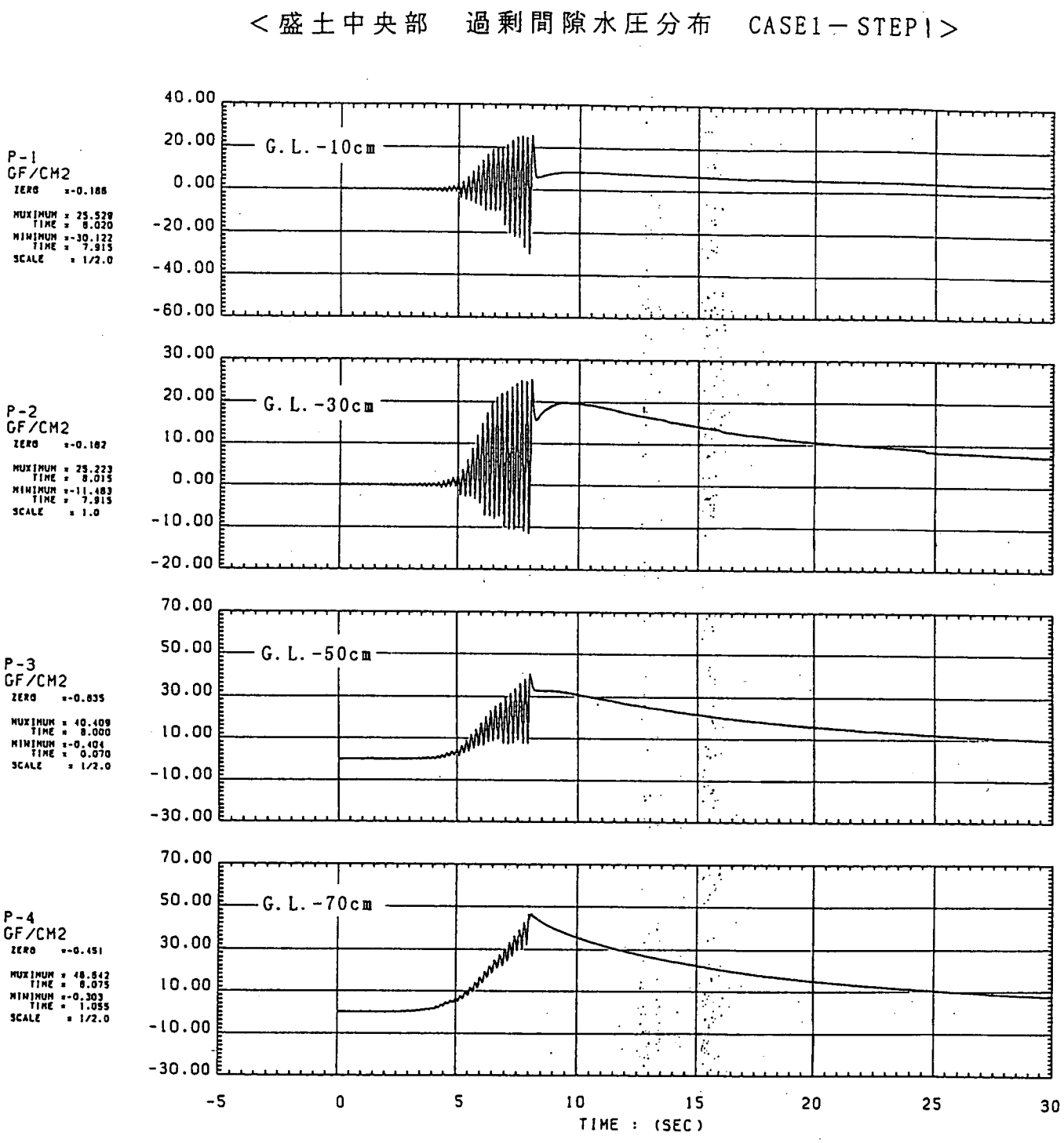


図 3.1.1 過剰間隙水圧の時刻歴(Case1)

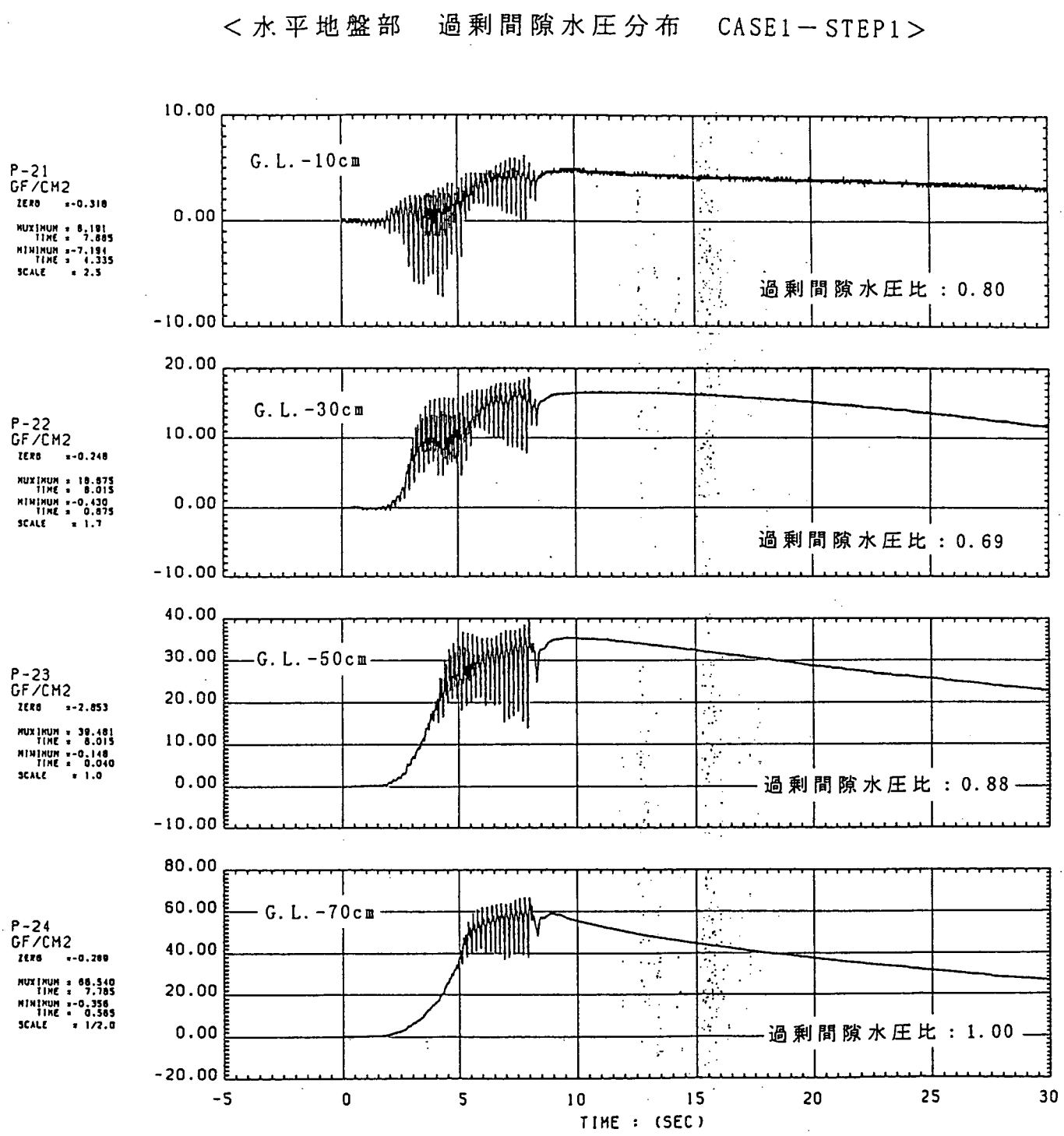


図 3.1.1　過剰間隙水圧の時刻歴(Case1)

<盛土中央部　過剰間隙水圧　CASE2>

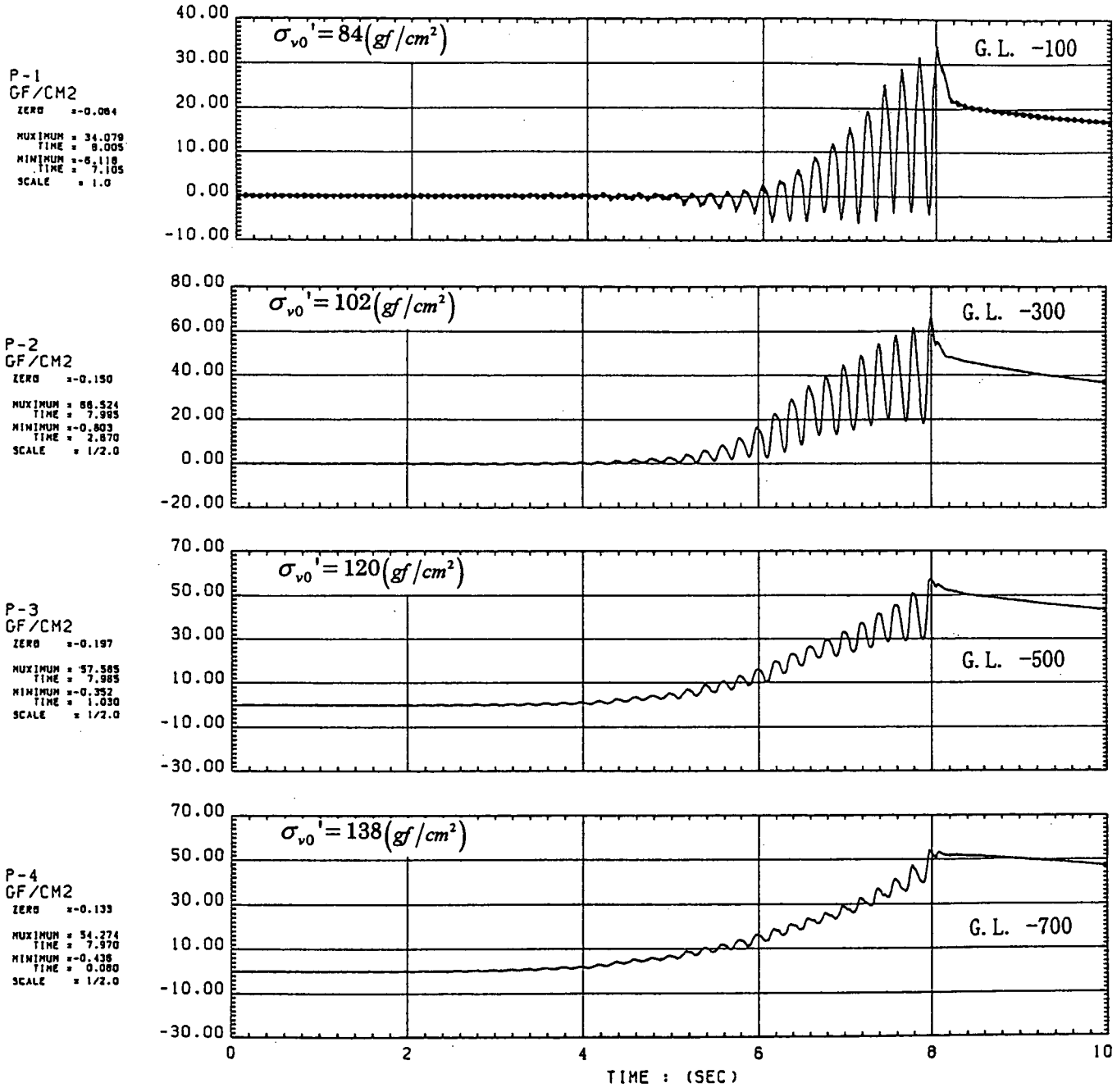


図 3.1.2　過剰間隙水圧の時刻歴(Case2)

＜矢板主働側　過剰間隙水圧　CASE2＞

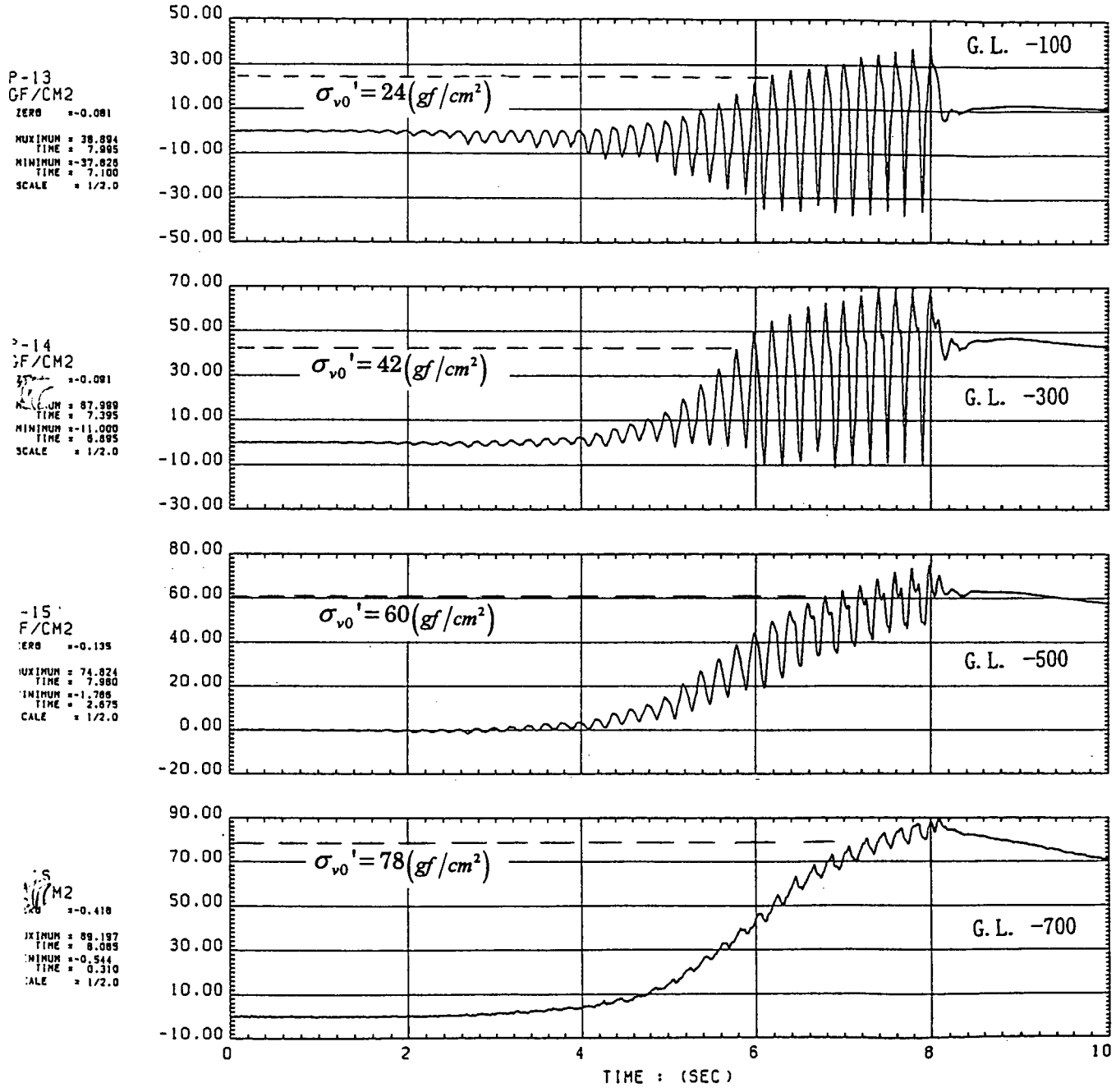


図 3.1.2　過剰間隙水圧の時刻歴(Case2)

<＜矢板受働側　過剰間隙水圧　CASE2＞

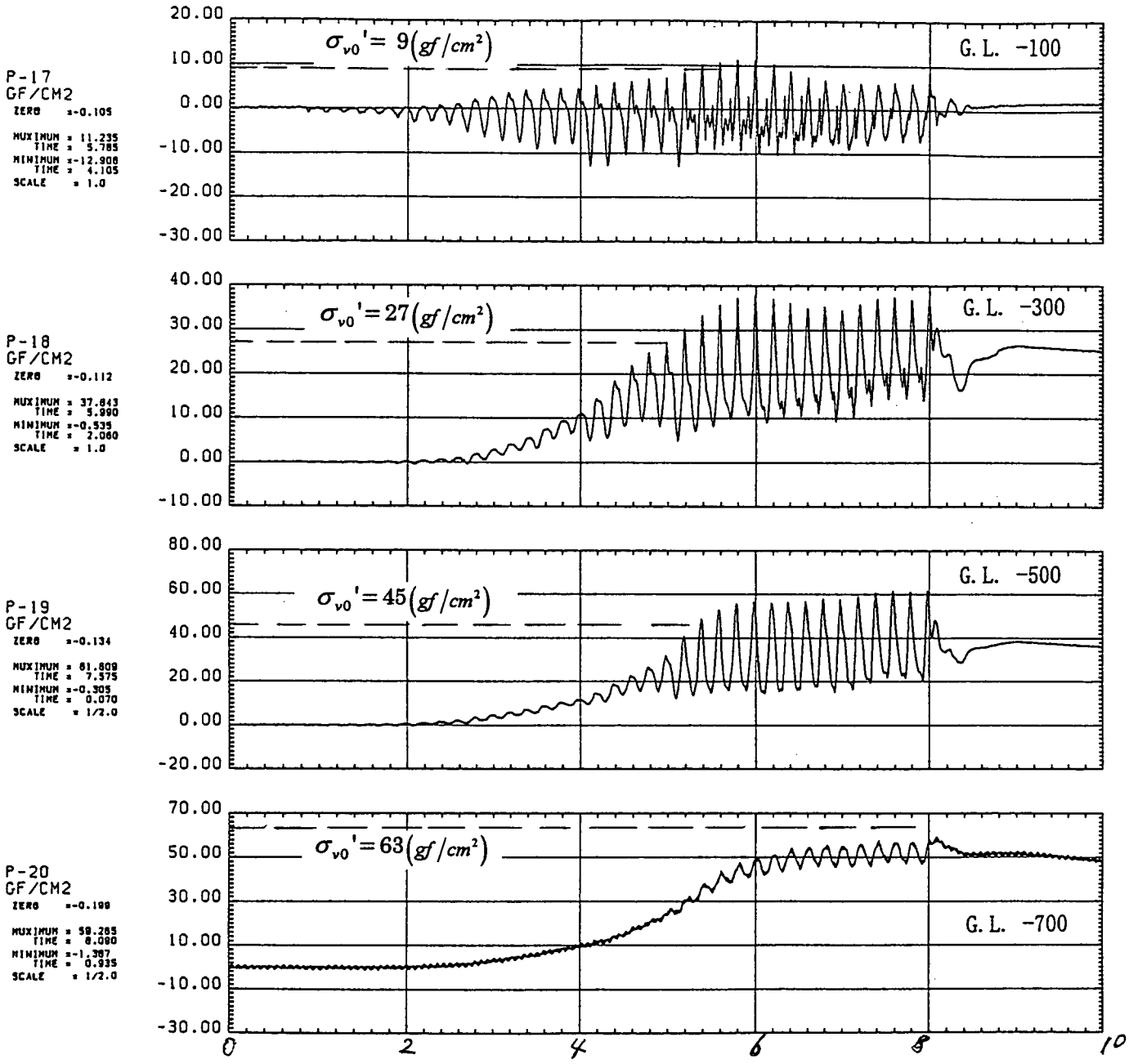


図 3.1.2　過剰間隙水圧の時刻歴(Case2)

＜水平地盤部　過剰間隙水圧　CASE2＞

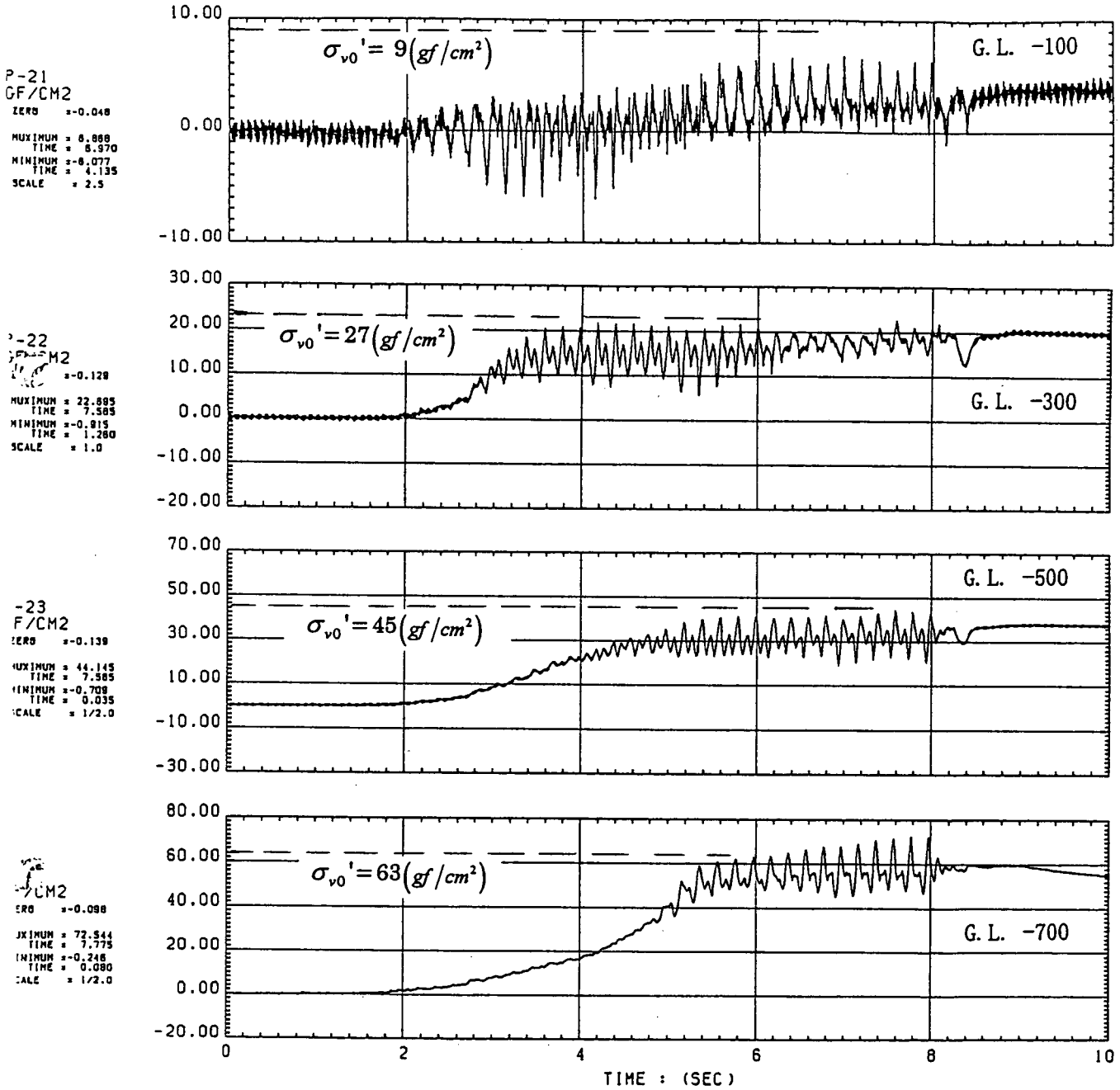
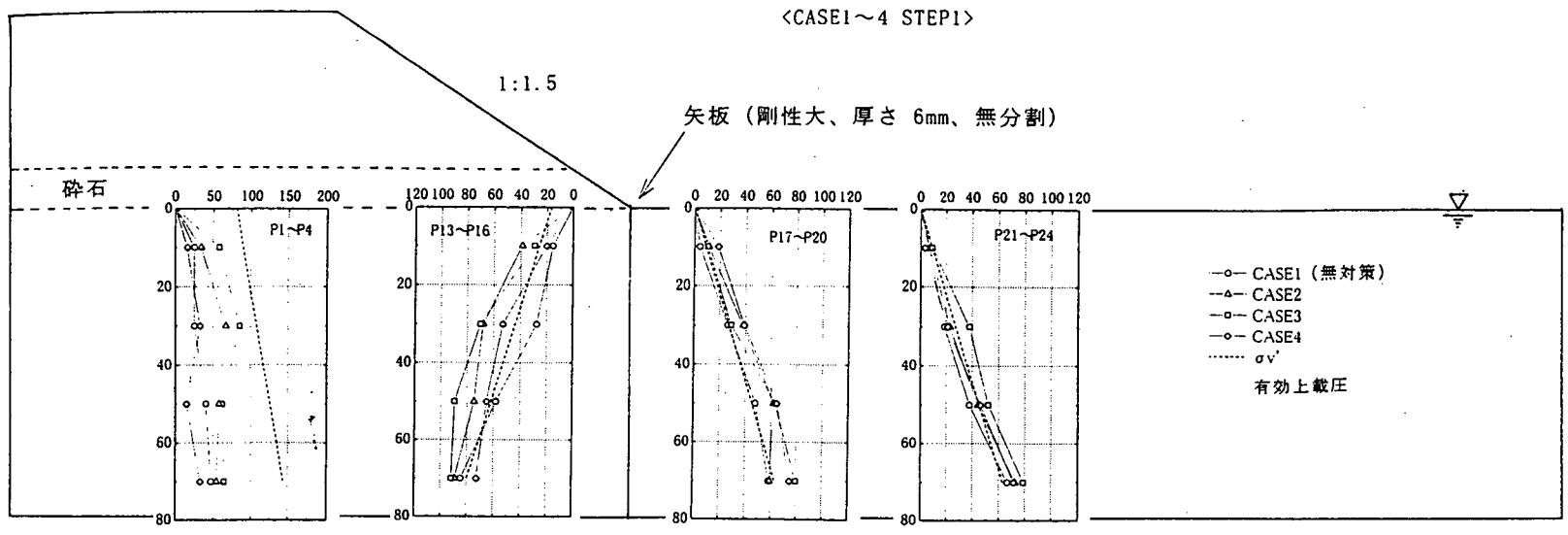


図 3.1.2　過剰間隙水圧の時刻歴(Case2)



横軸：最大過剰間隙水圧 Δu (gf/cm²)
縦軸：深　　度 (cm)

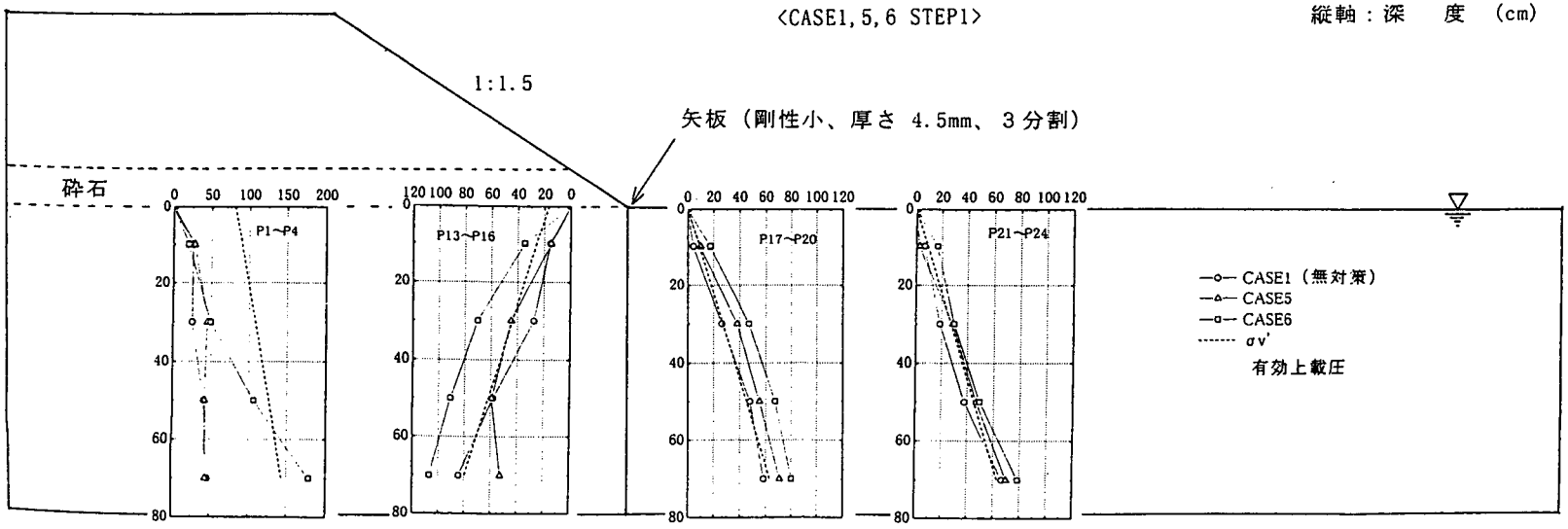


図 3.1.3 過剰間隙水圧比の分布

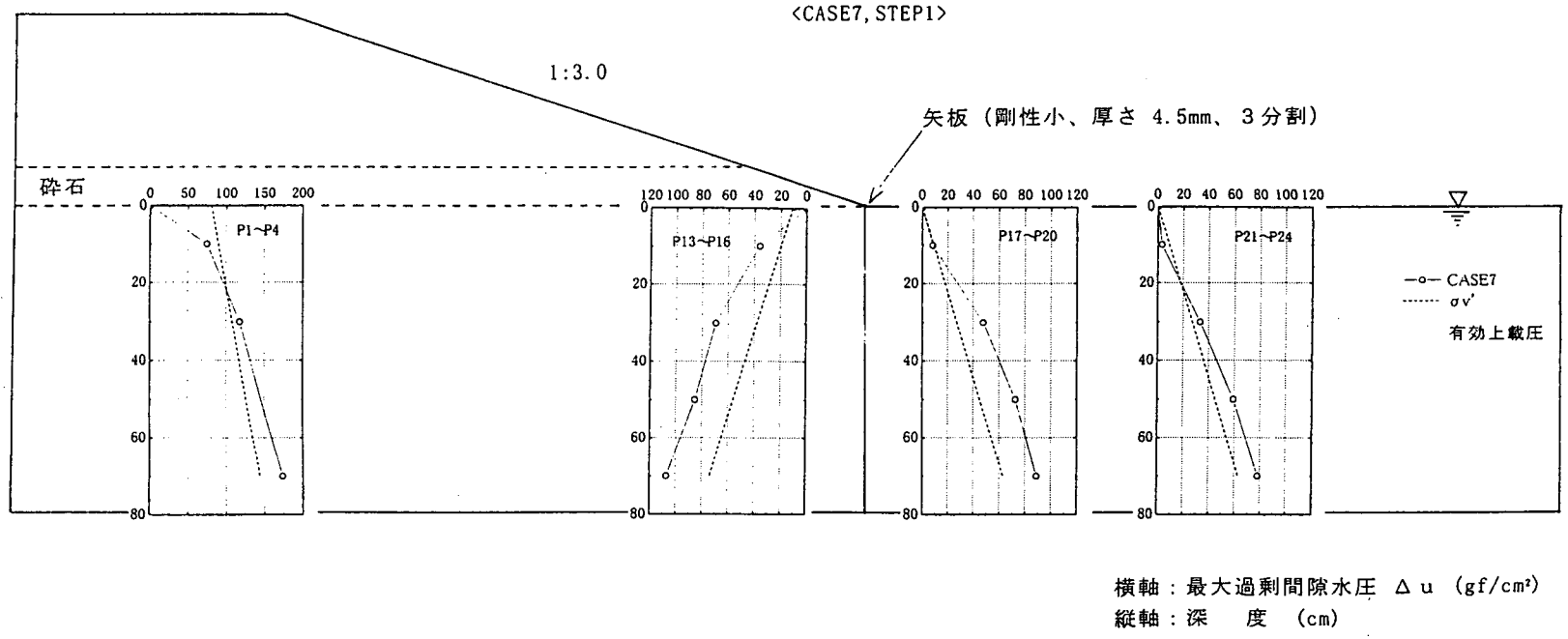
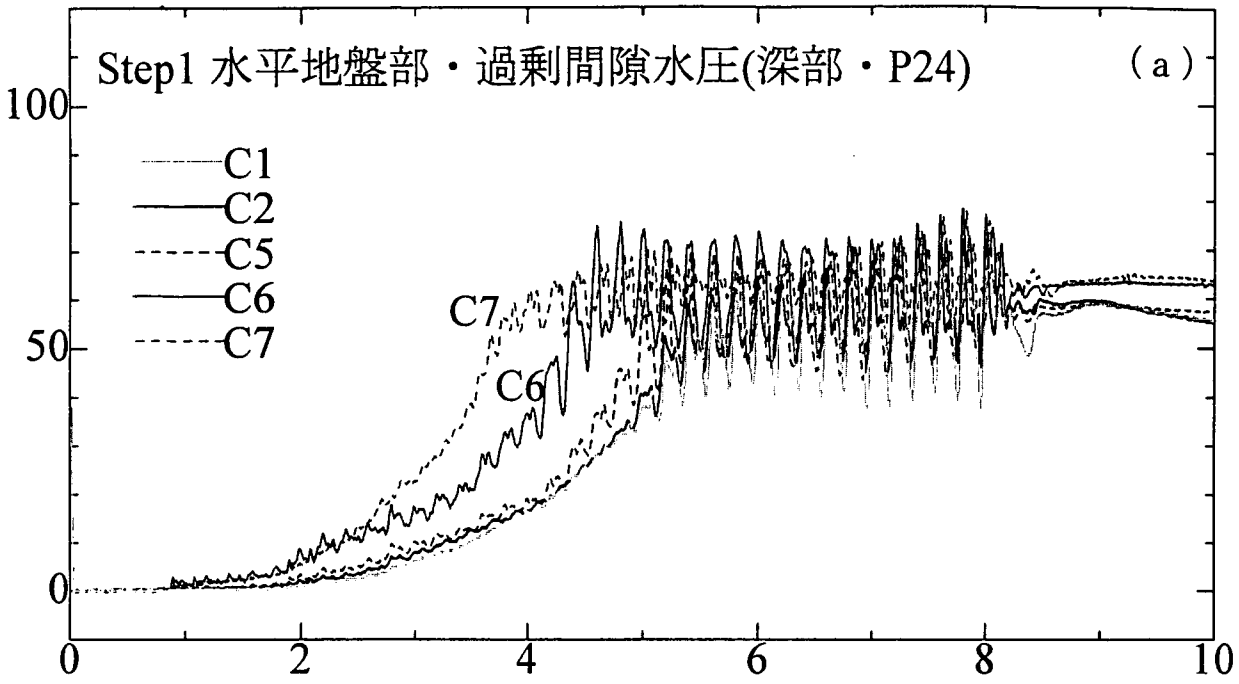


図 3.1.3 過剰間隙水圧比の分布



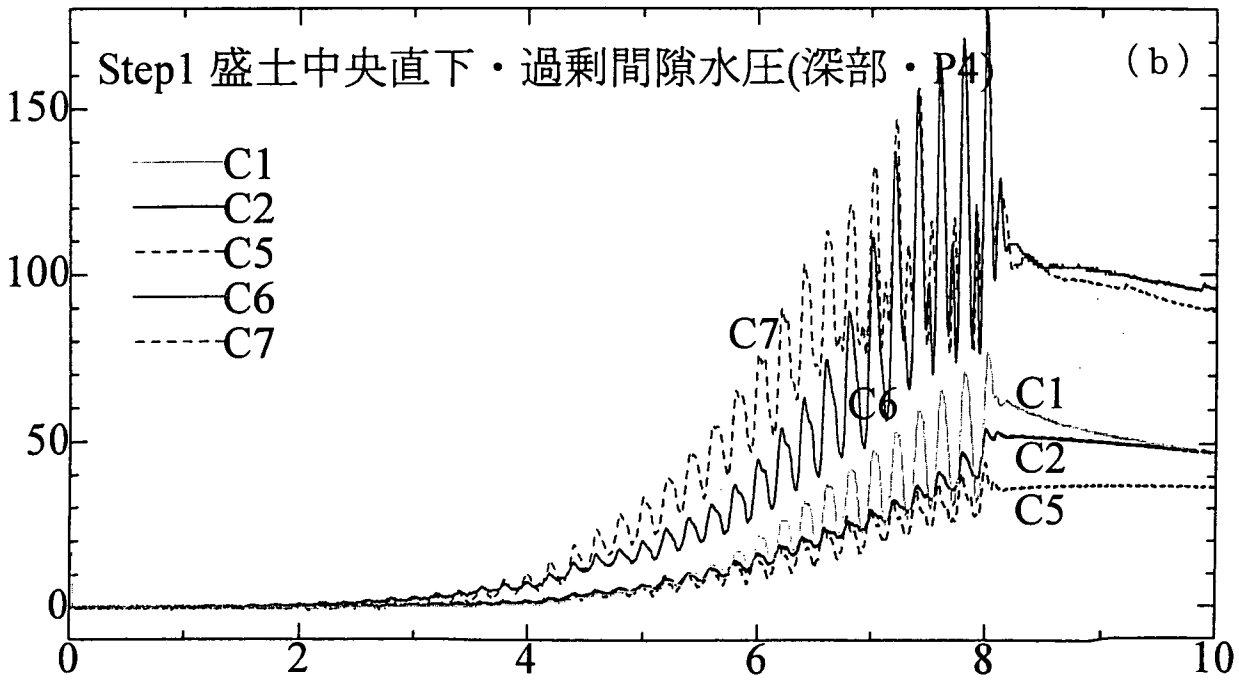


図 3. 2. 1 盛土天端直下での過剰間隙水圧時刻歴の比較

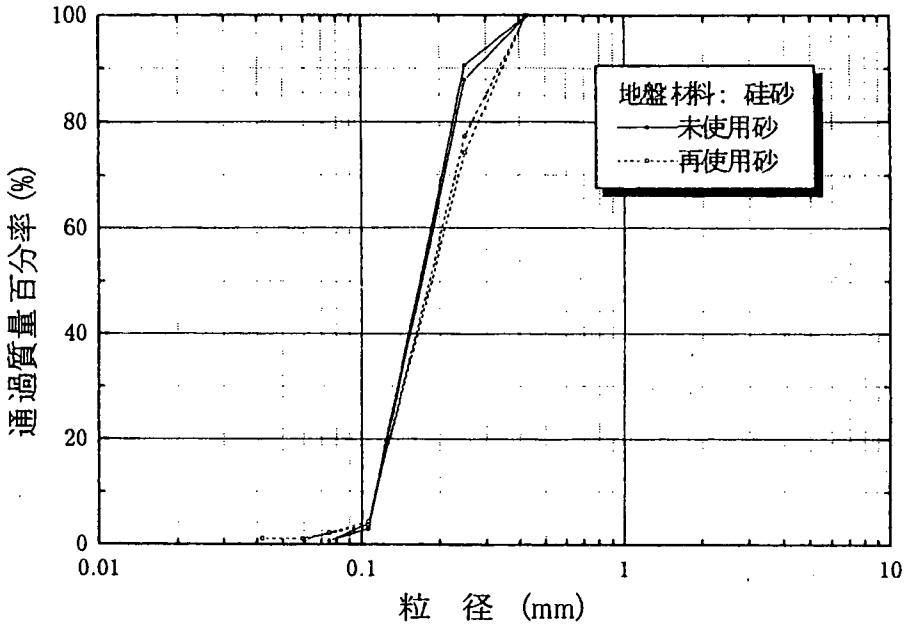
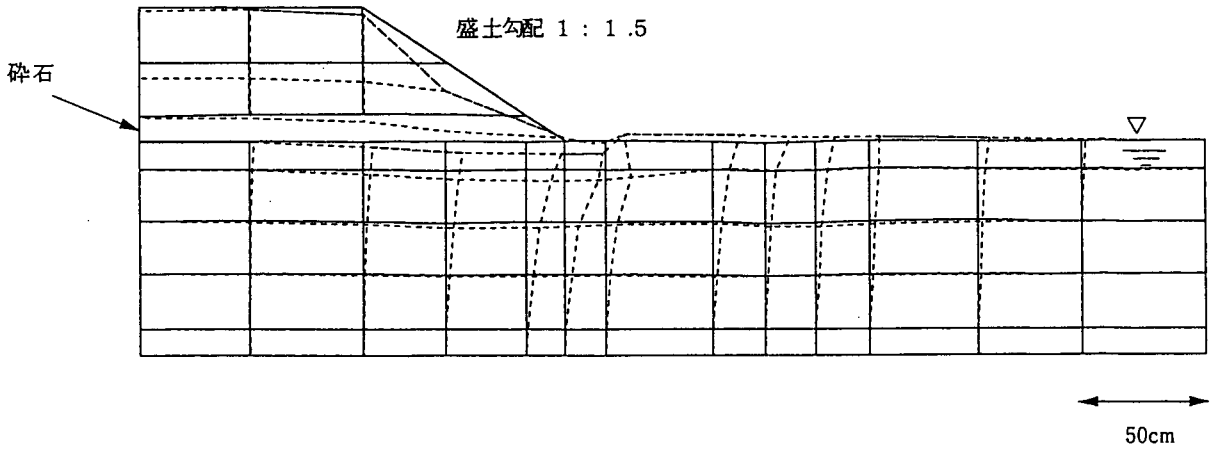


図 3.2.2 再使用による粒度分布の変化

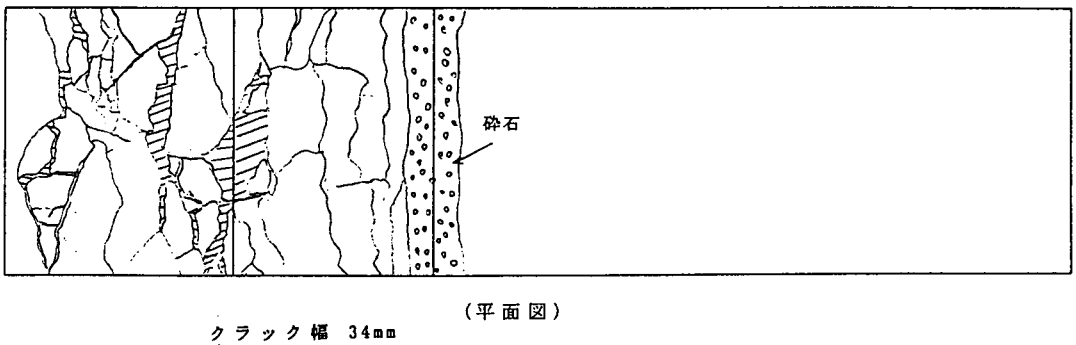
縮尺１：２０

<CASE1>
—— 加振前
----- 加振後(step2)

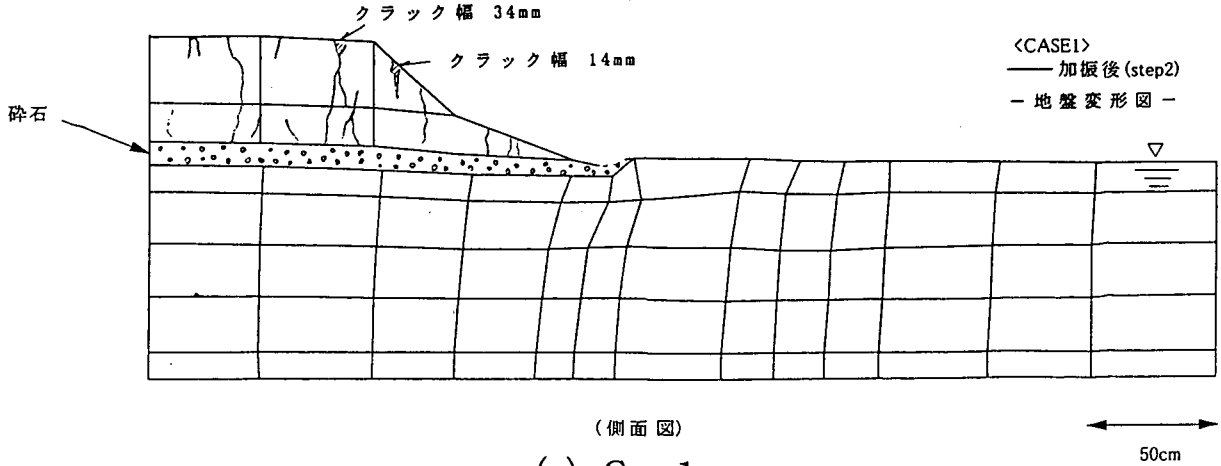


メッシュ位置図 (CASE 1)

縮尺１：２０



(平面図)



(側面図)

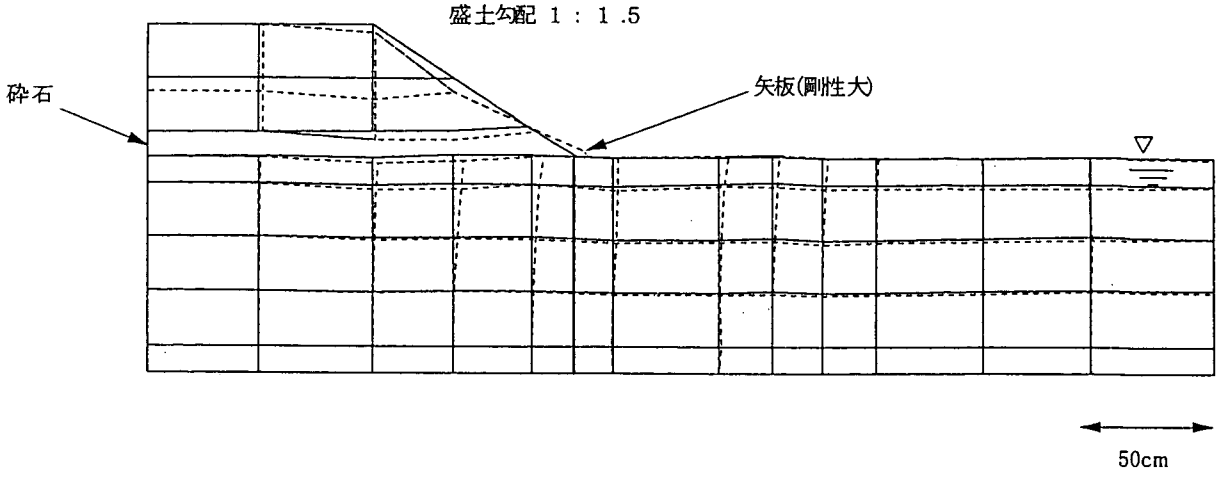
(a) Case1

図 3.4.1 地盤の変形状況

縮尺１：２０

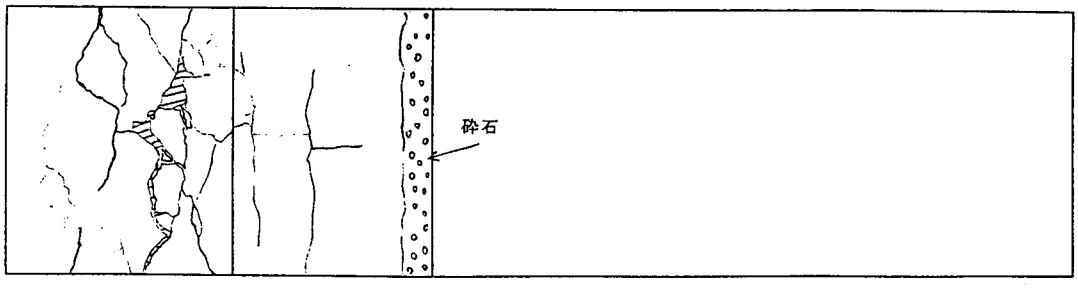
<CASE2>
—— 加振前
----- 加振後(step2)

盛土勾配 １：１.5

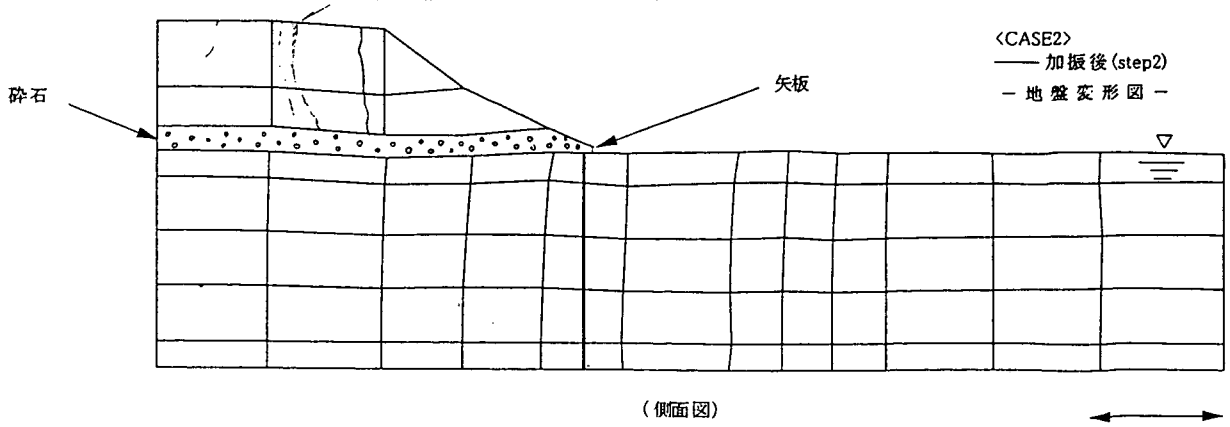


メッシュ位置図 (CASE 2)

縮尺１：２０



クラック幅 9mm　　(平面図)



(側面図)

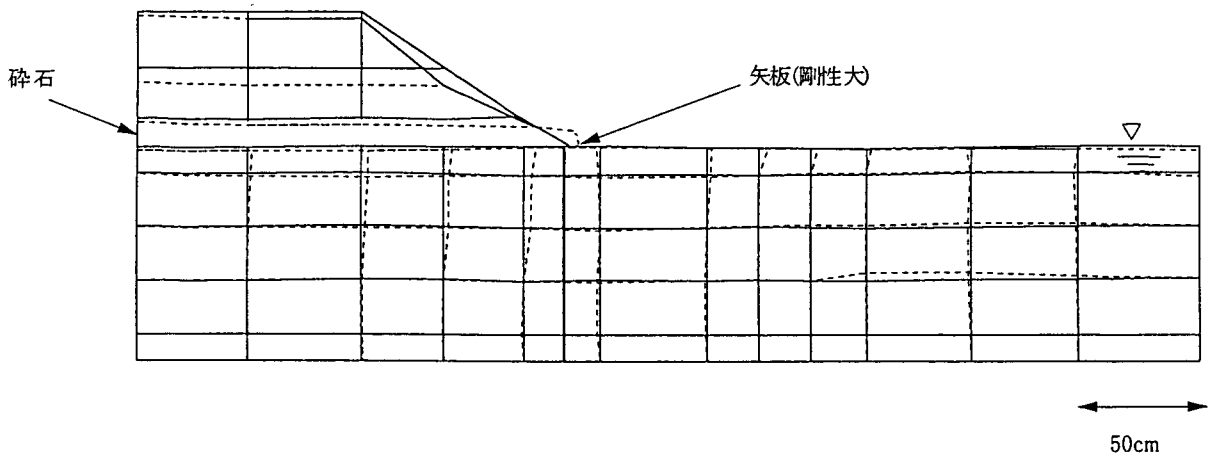
(b) Case2

図 3.4.1 地盤の変形状況

縮尺１：２０

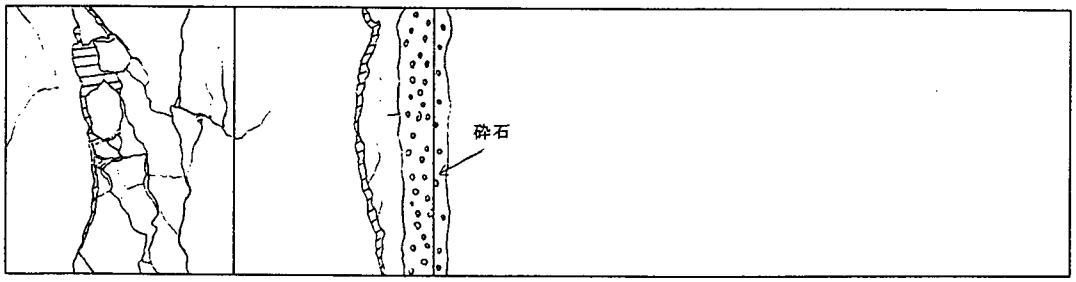
<CASE3>
—— 加振前
----- 加振後(step2)

盛土勾配 １：１.５

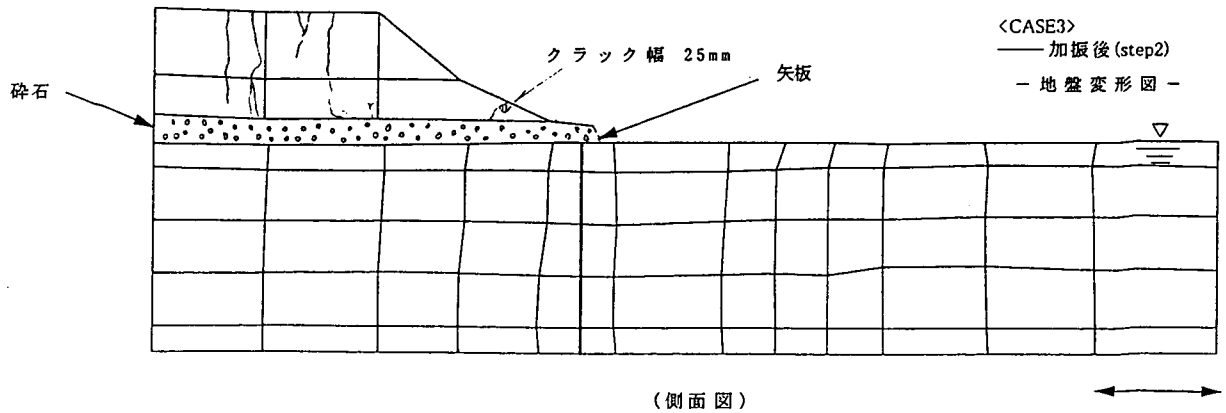


メッシュ位置図(CASE３)

縮尺１：２０



(平面図)



(側面図)

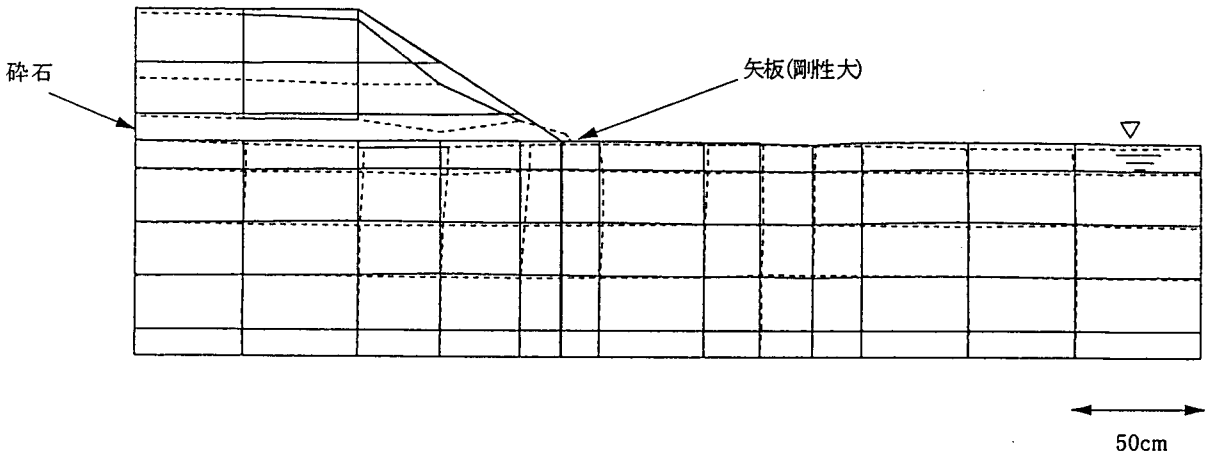
(c) Case3

図 3.4.1 地盤の変形状況

縮尺１：２０

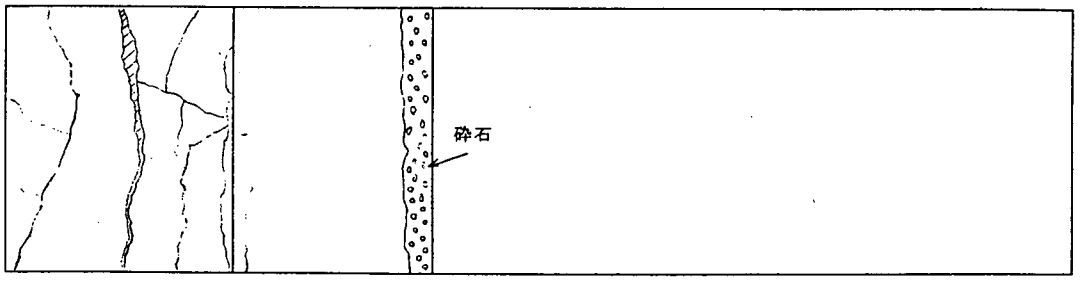
<CASE4>
—— 加振前
----- 加振後(step2)

盛土勾配 １：１.5

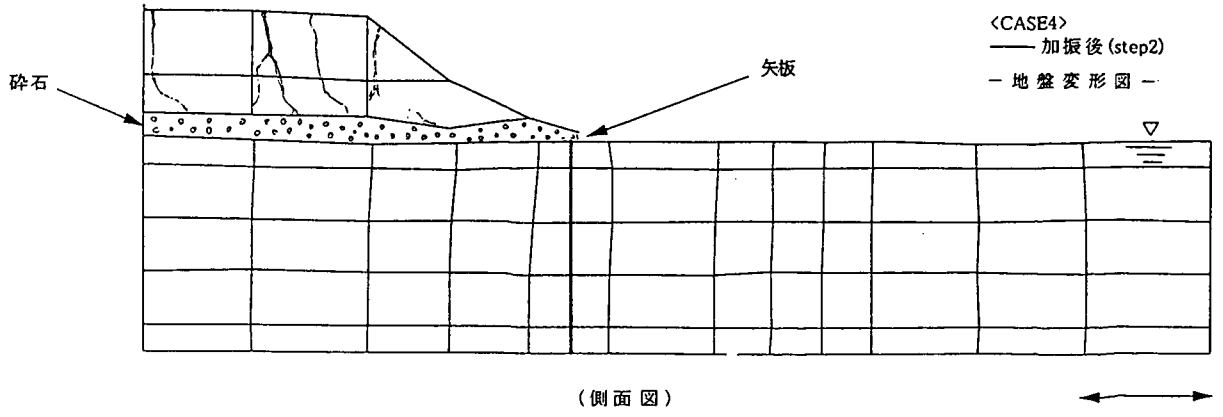


メッシュ位置図 (CASE 4)

縮尺１：２０



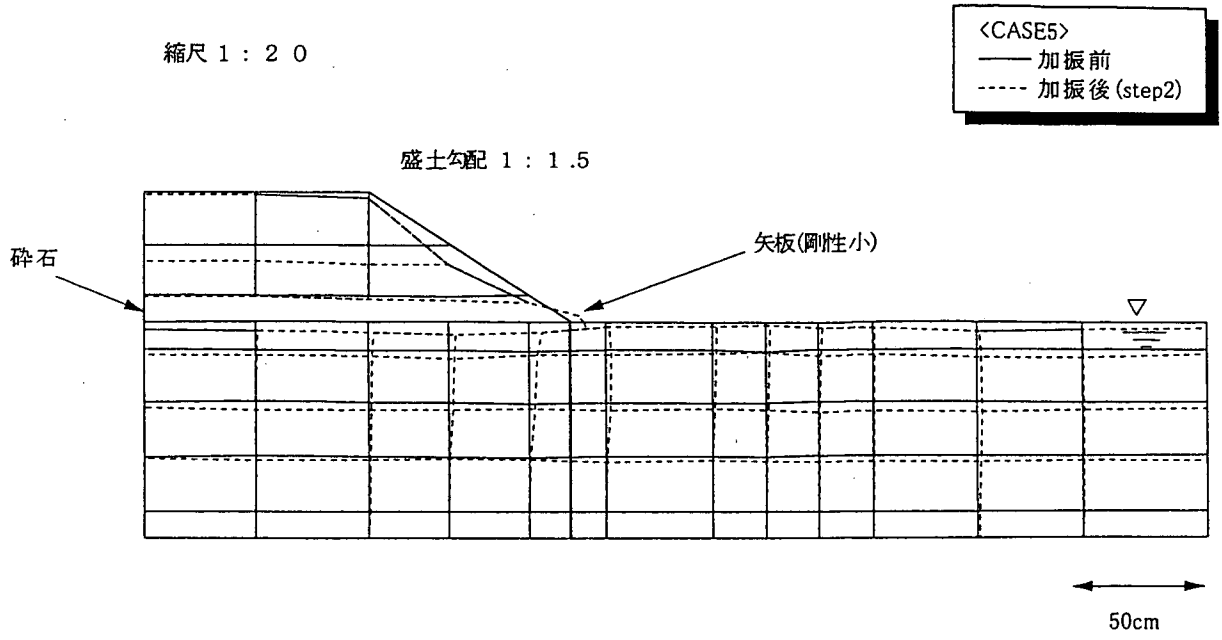
（平 面 図）



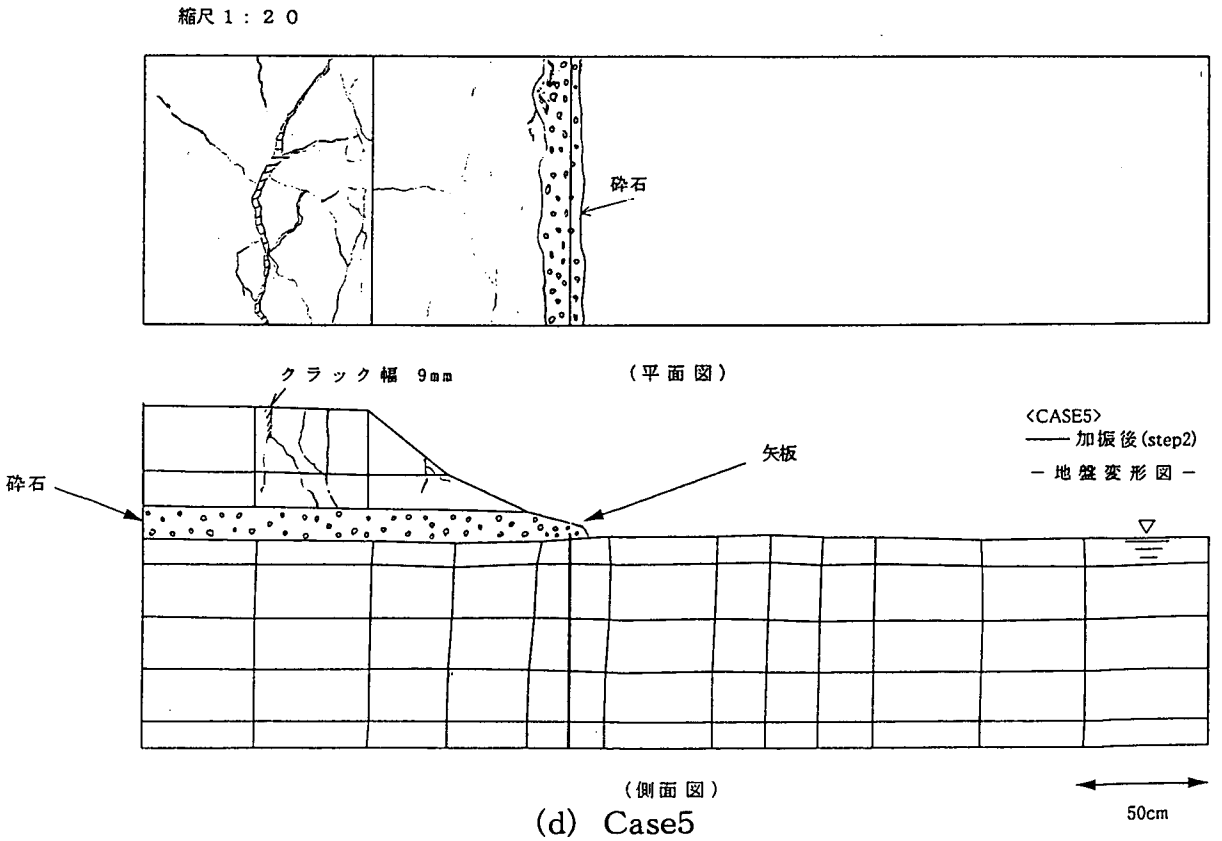
（側 面 図）

(d) Case4

図 3.4.1 地盤の変形状況



メッシュ位置図 (CASE 5)



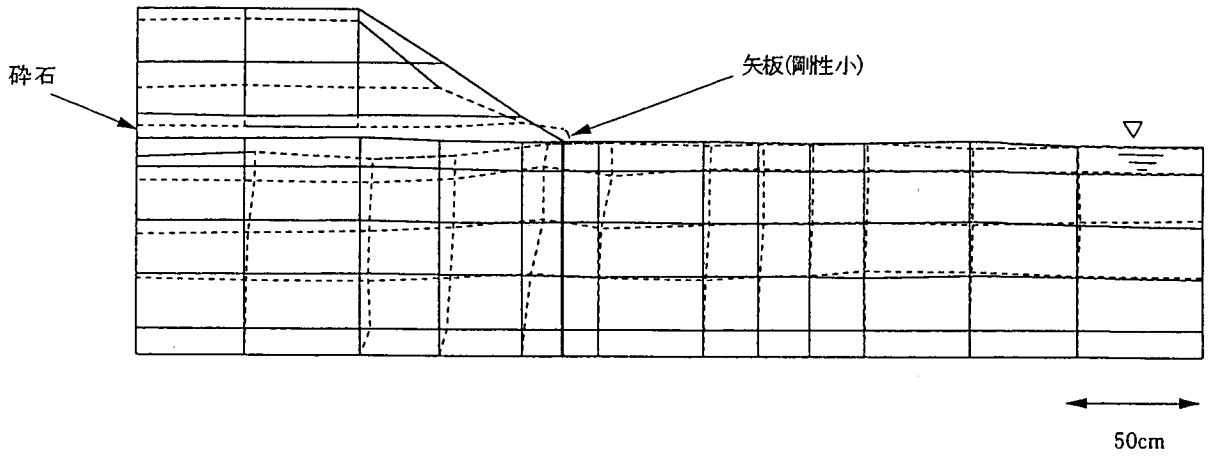
(d) Case5

図 3. 4. 1 地盤の変形状況

縮尺１：２０

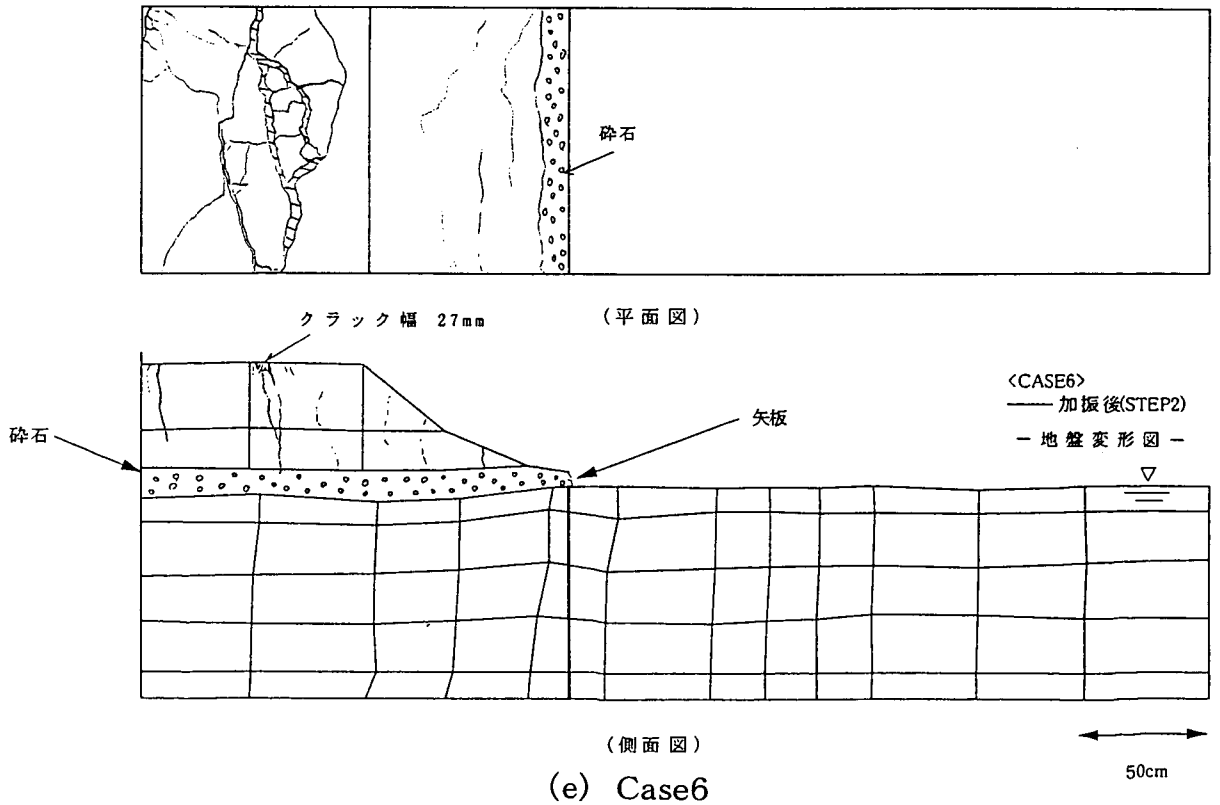
<CASE6>
—— 加振前
----- 加振後(STEP2)

盛土勾配 1：1.5



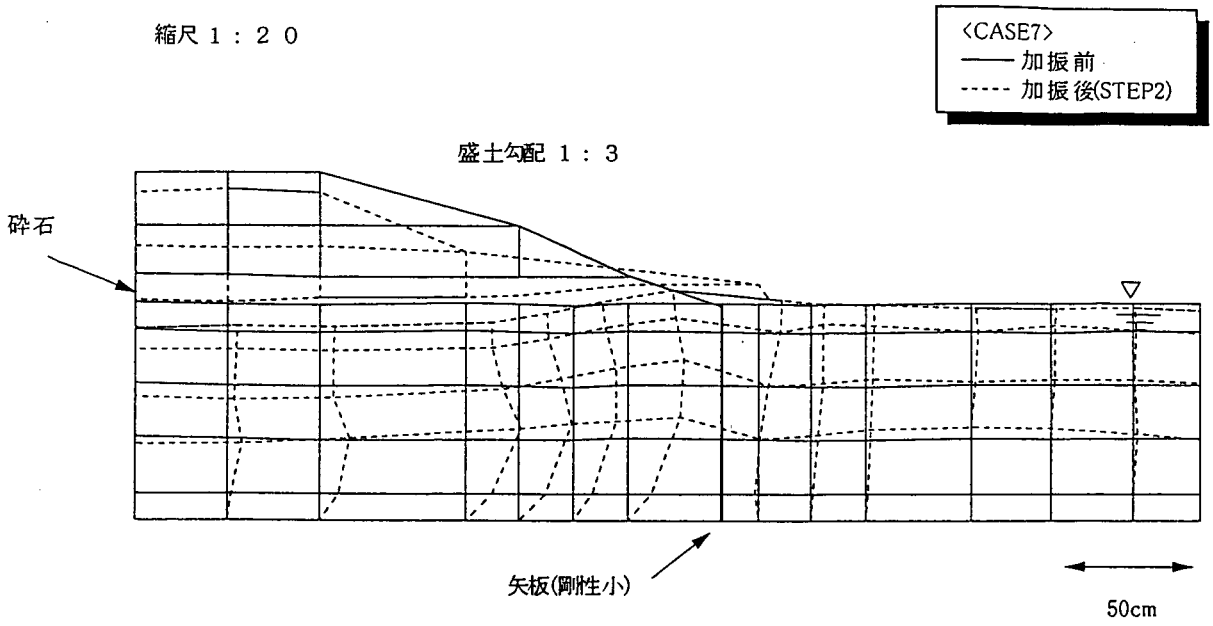
メッシュ位置図(CASE 6)

縮尺１：２０

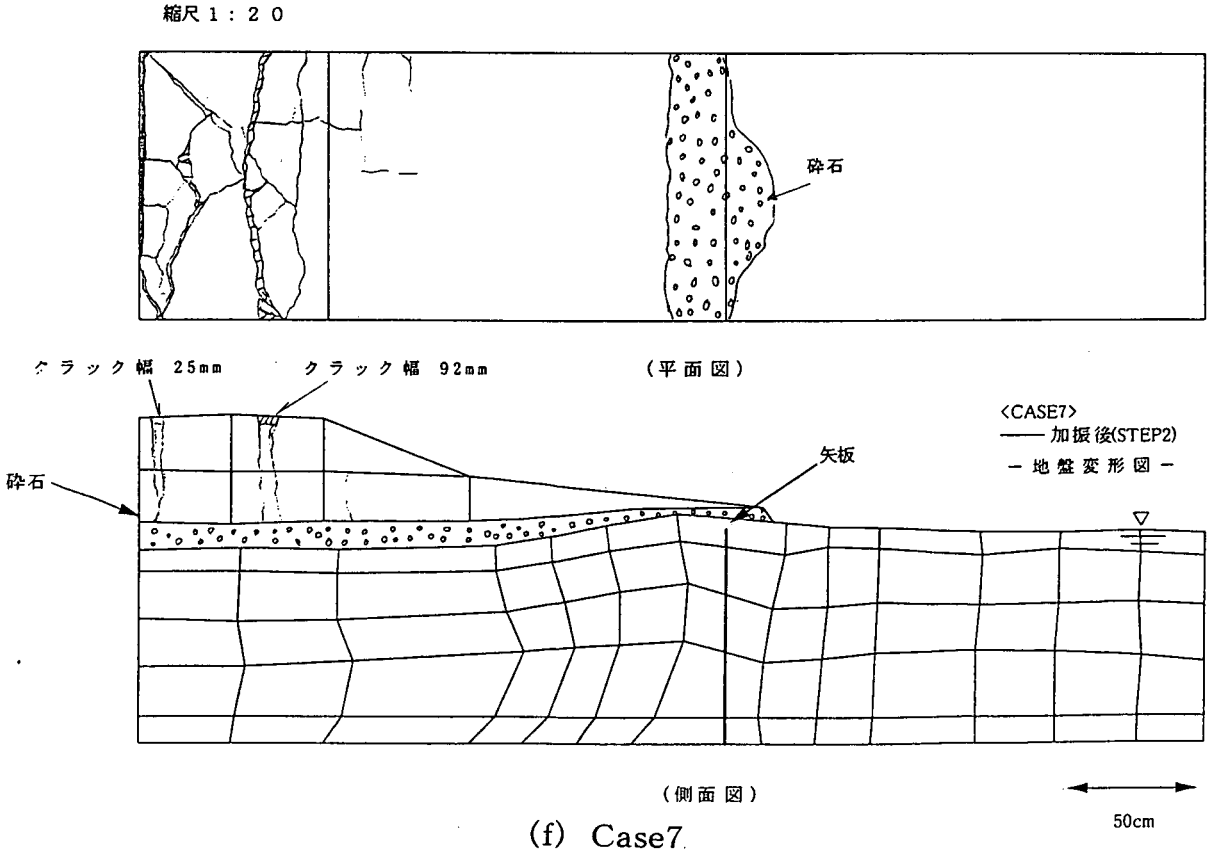


(e) Case6

図 3.4.1 地盤の変形状況



メッシュ位置図 (CASE 7)



(f) Case7

図 3. 4. 1 地盤の変形状況

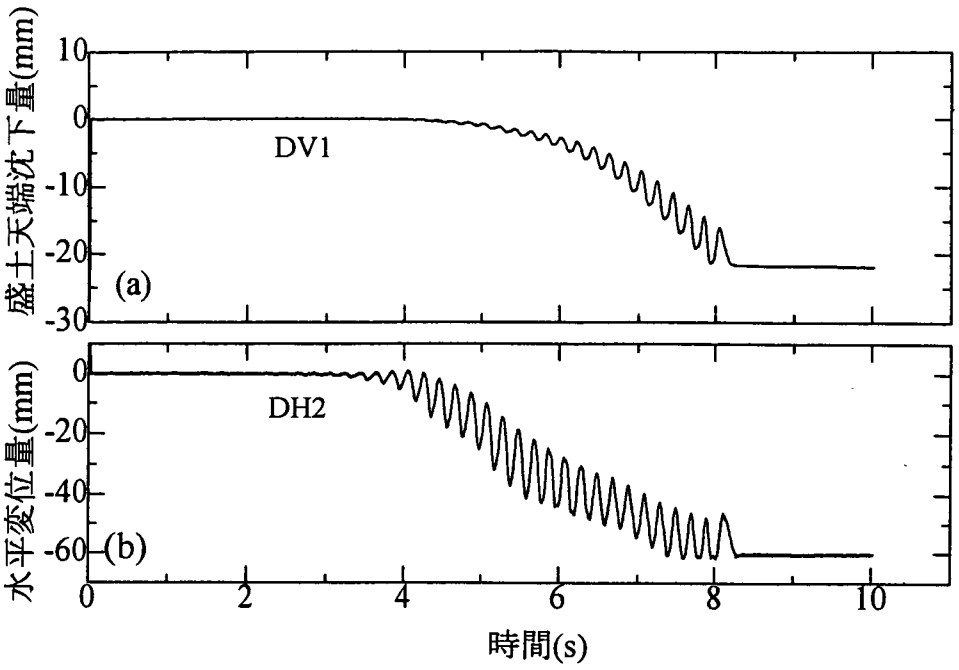


図 3.4.2 盛土鉛直変位、矢板水平変位の時刻歴(Case7、Step1)

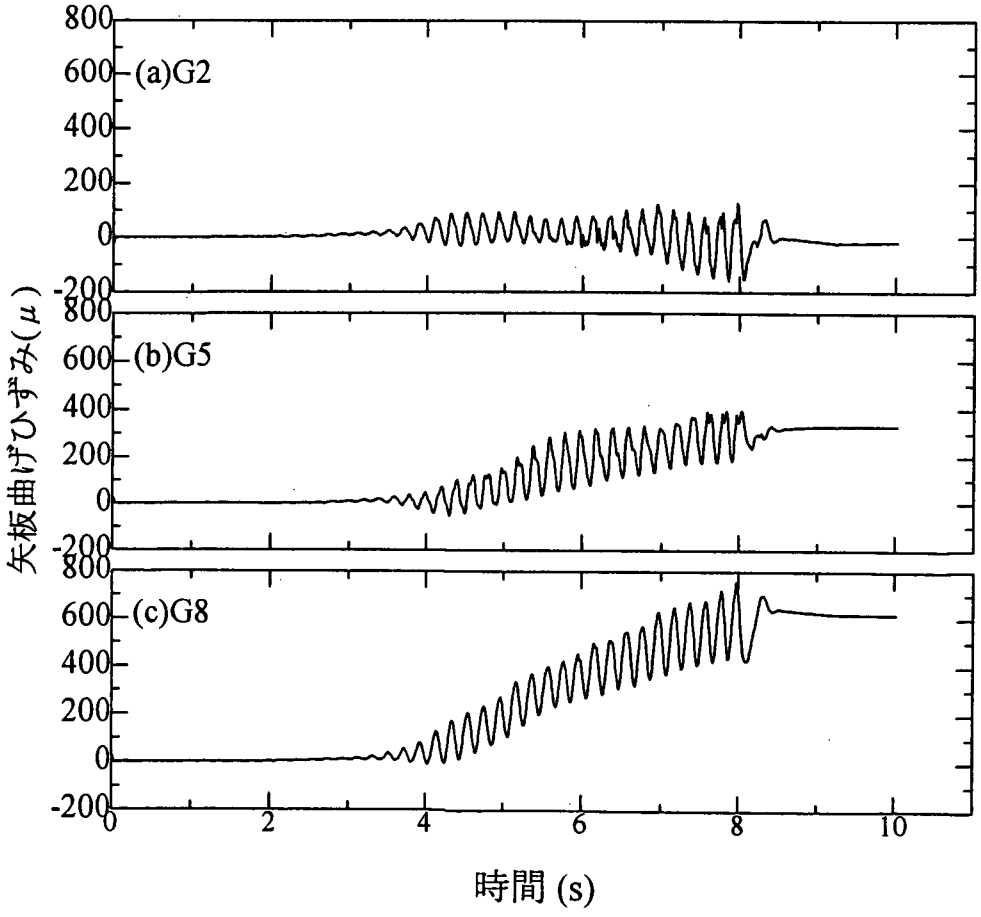
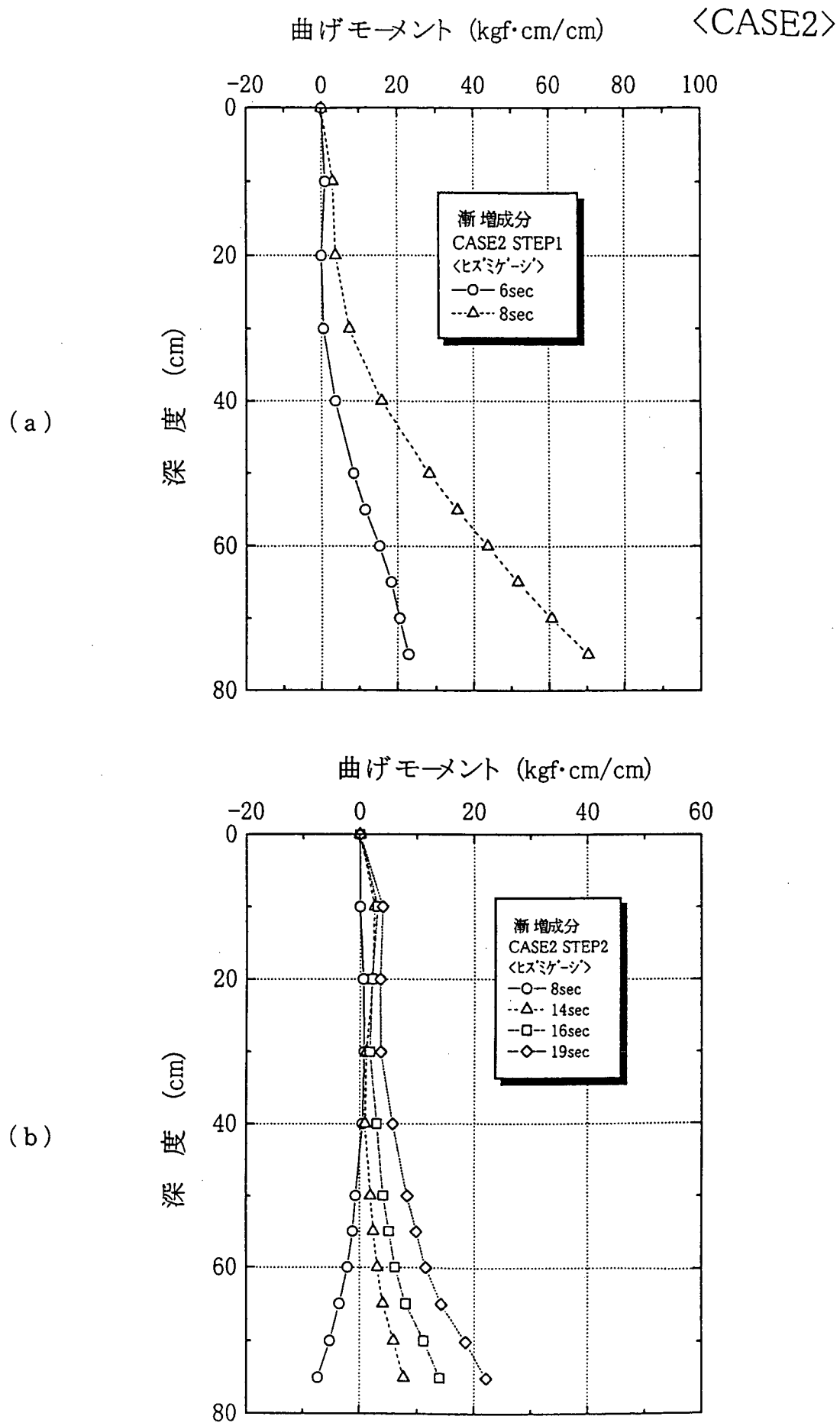


図 3.4.3 矢板ひずみの時刻歴(Case7、Step1)

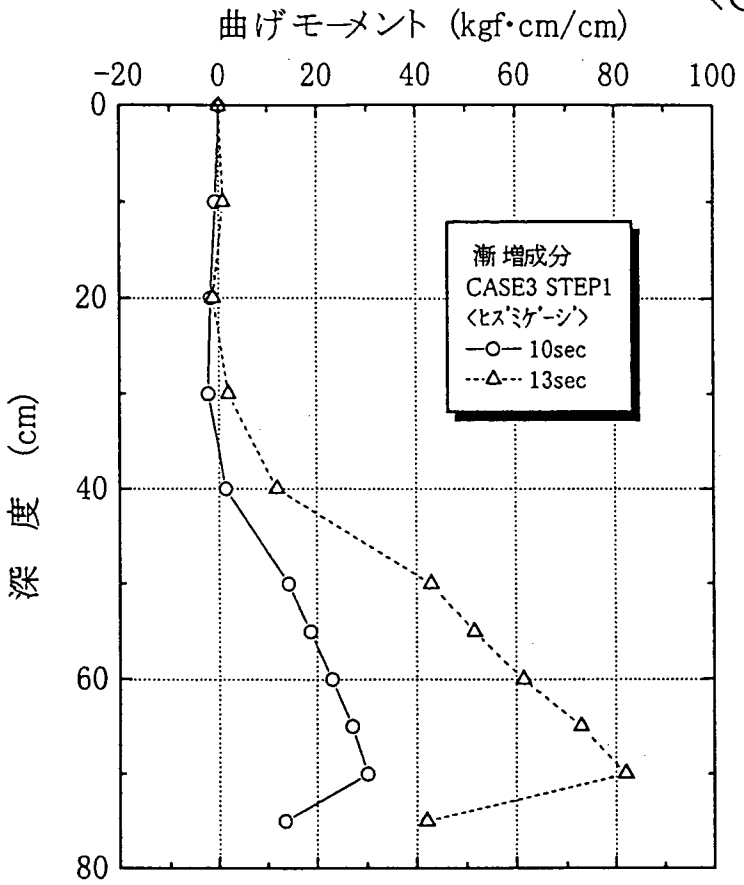


注) 深度方向にひずみを補正。

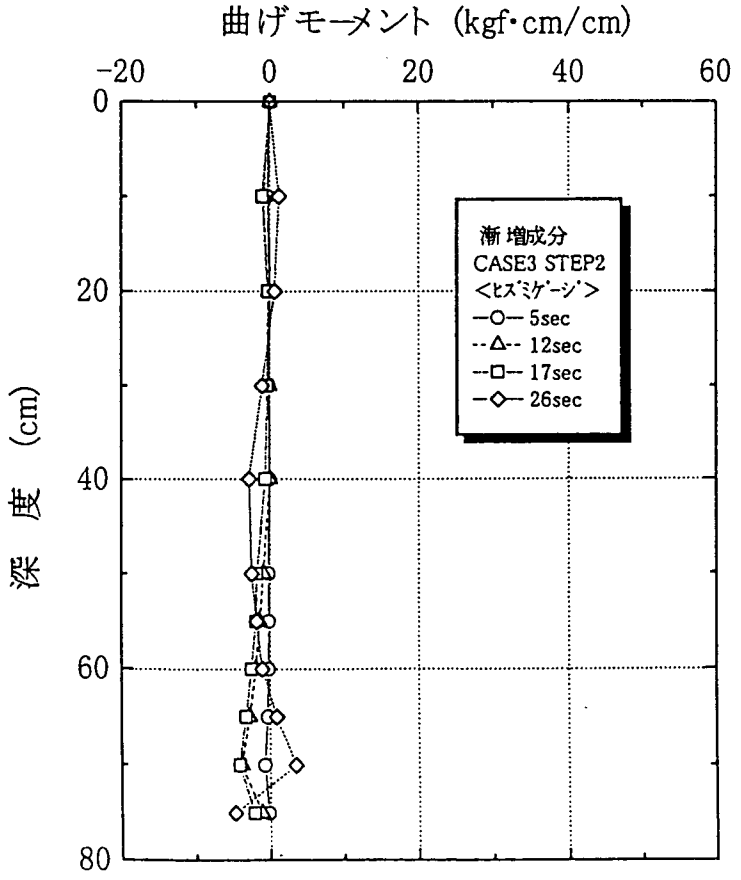
図 3. 4. 4 ひずみ漸増成分の深度分布 (Case2)

〈CASE3〉

(a)

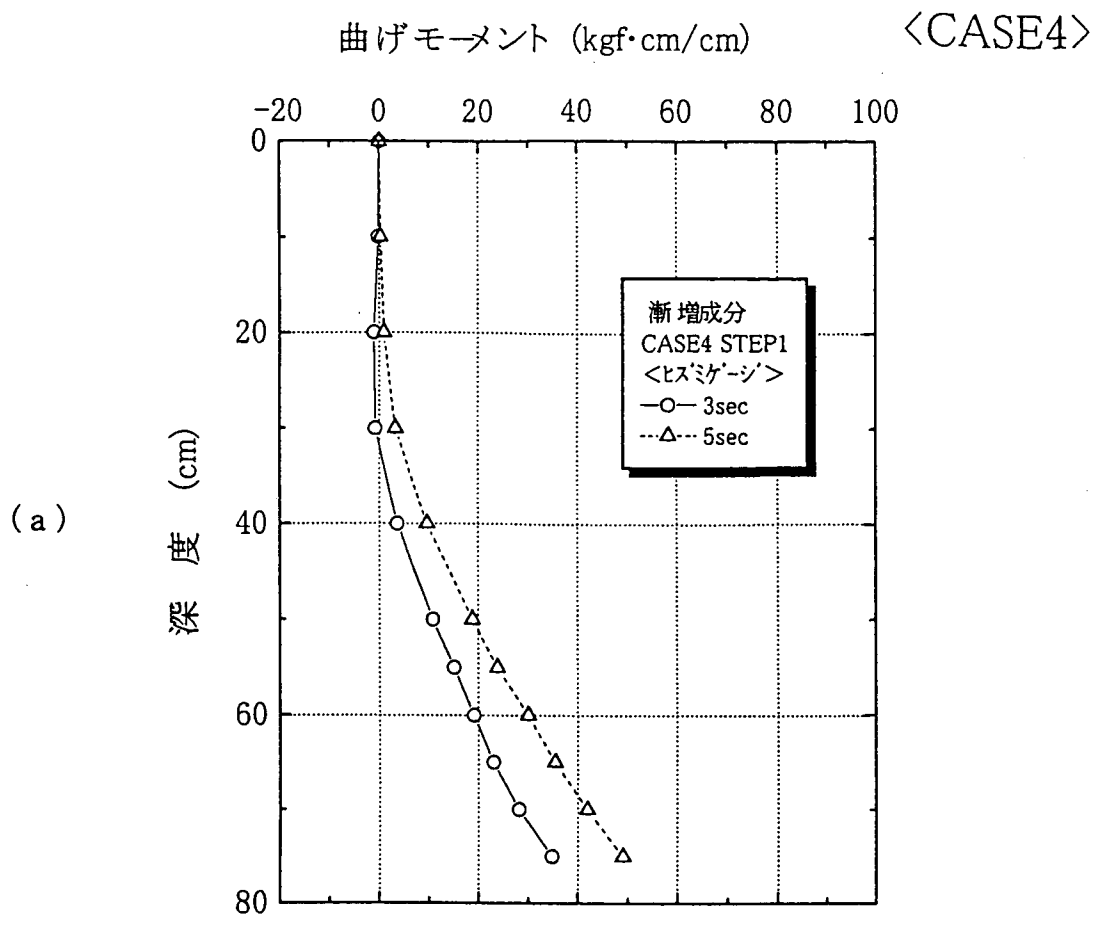


(b)

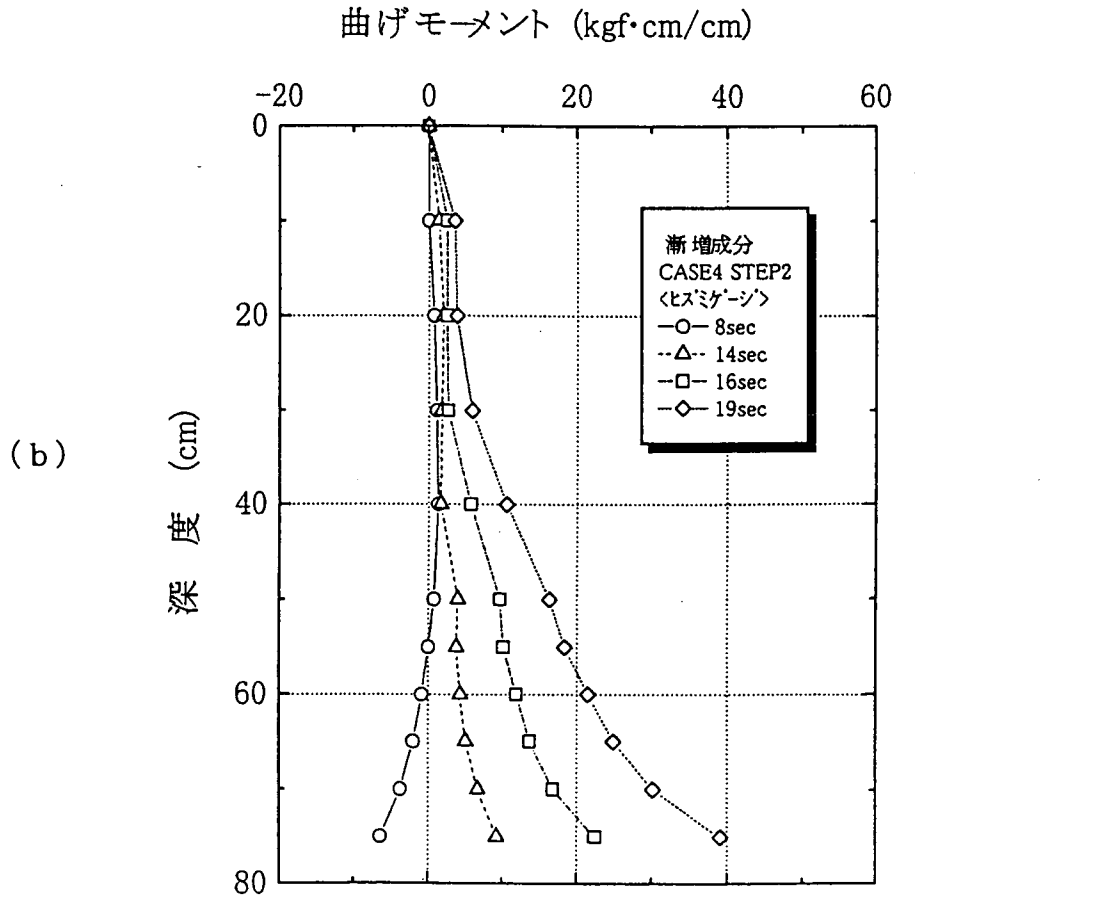


注) 深度方向にひずみを補正。

図 3.4.5 ひずみ漸増成分の深度分布(Case3)



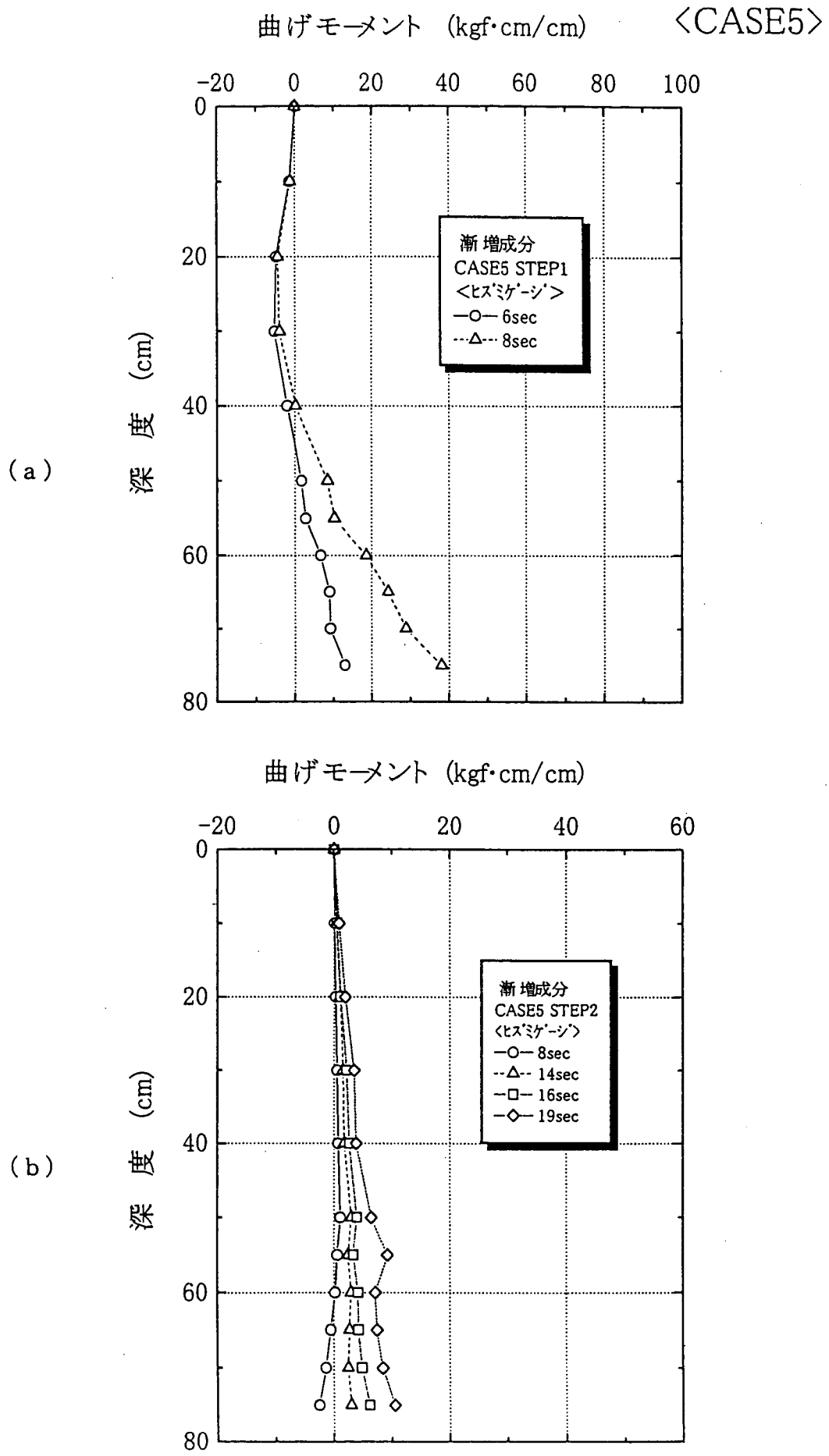
(a)



(b)

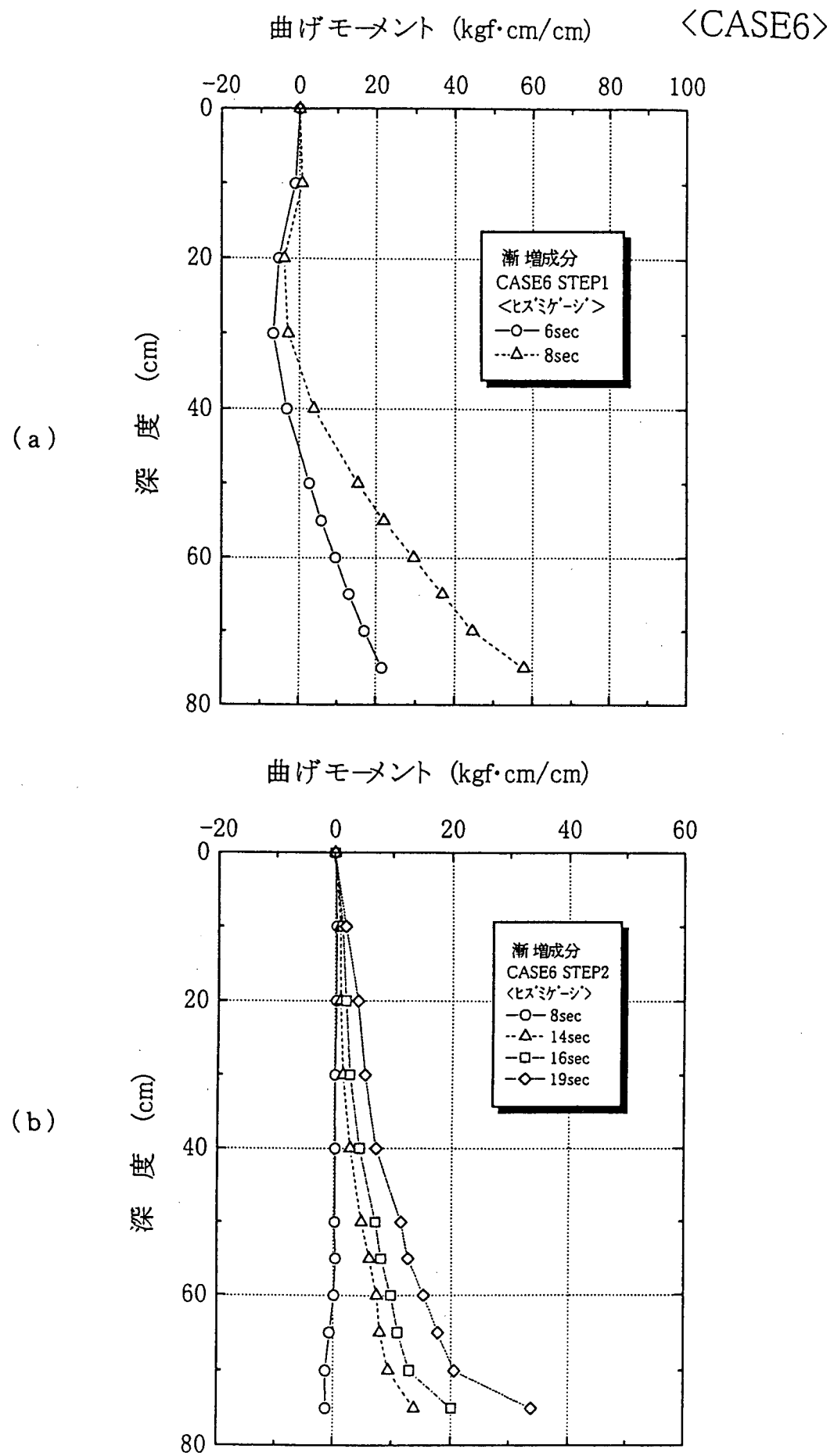
注) 深度方向にひずみを補正。

図 3. 4. 6 ひずみ漸増成分の深度分布(Case4)



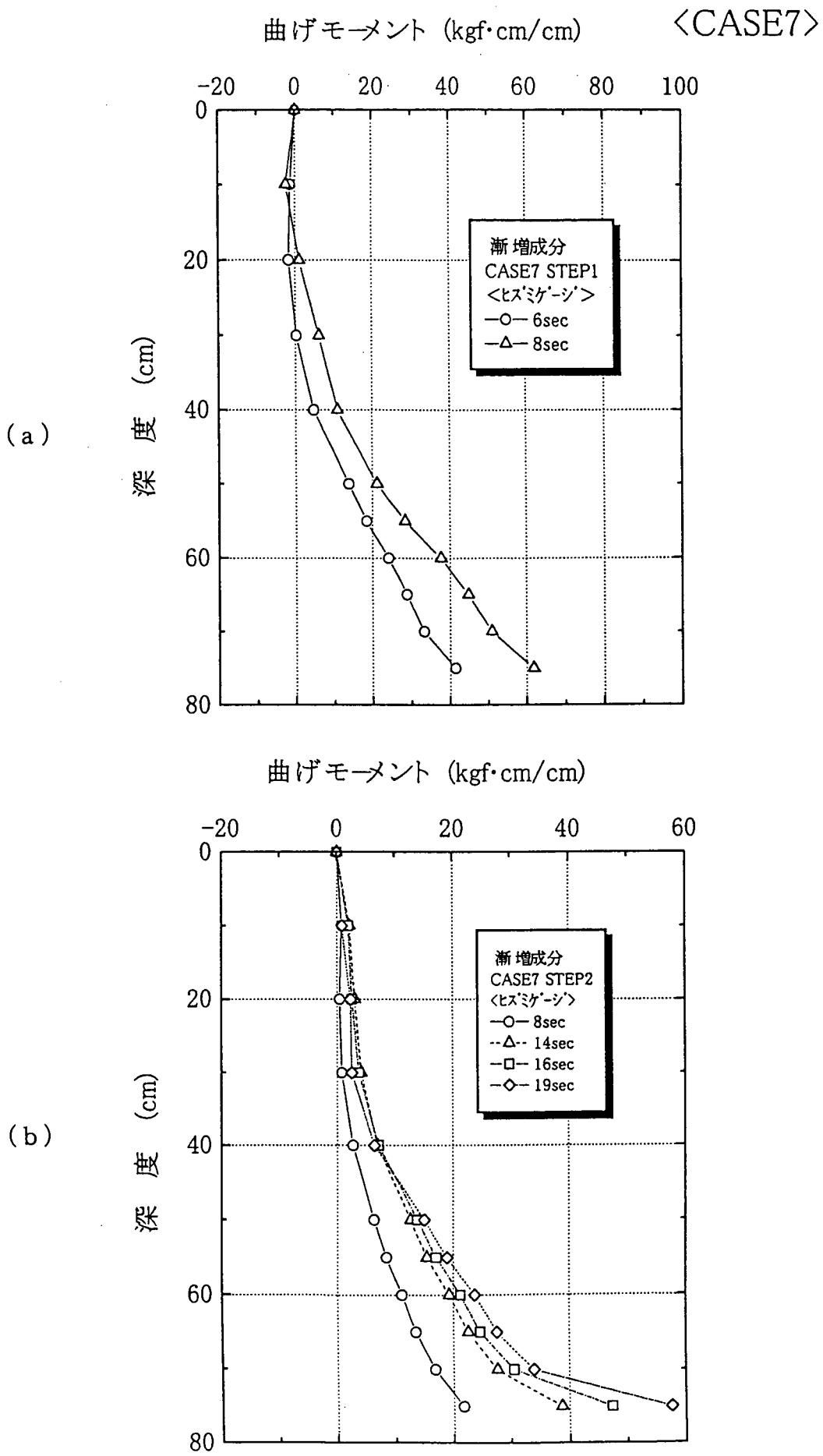
注) 深度方向にひずみを補正。

図 3.4.7 ひずみ漸増成分の深度分布(Case5)



注) 深度方向にひずみを補正。

図 3.4.8 ひずみ漸増成分の深度分布(Case6)



注) 深度方向にひずみを補正。

図 3.4.9 ひずみ漸増成分の深度分布(Case7)

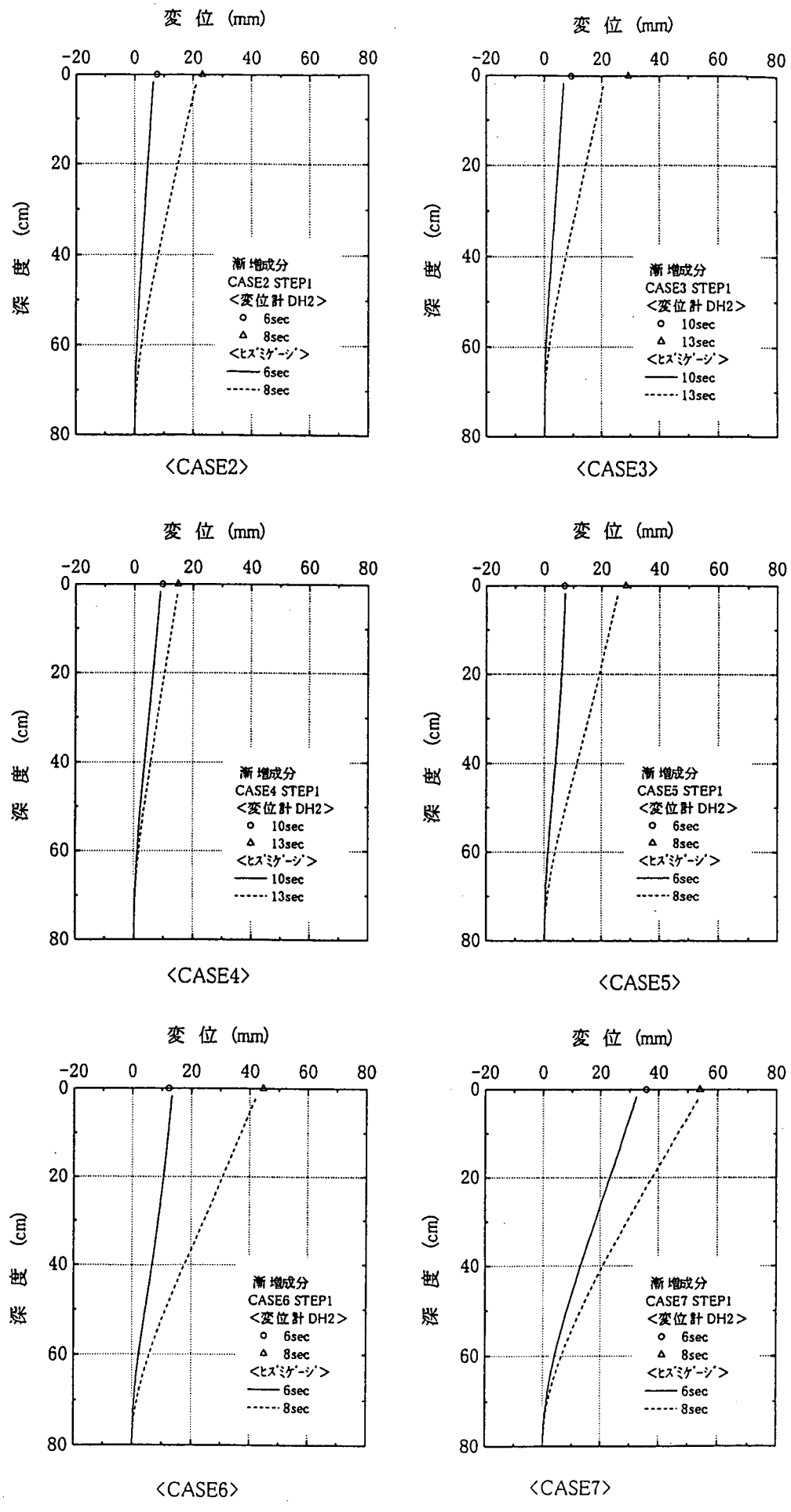


図 3.4.10 矢板ひずみから求めた頭部水平変位と DH2 で計測した水平変位(Step1)

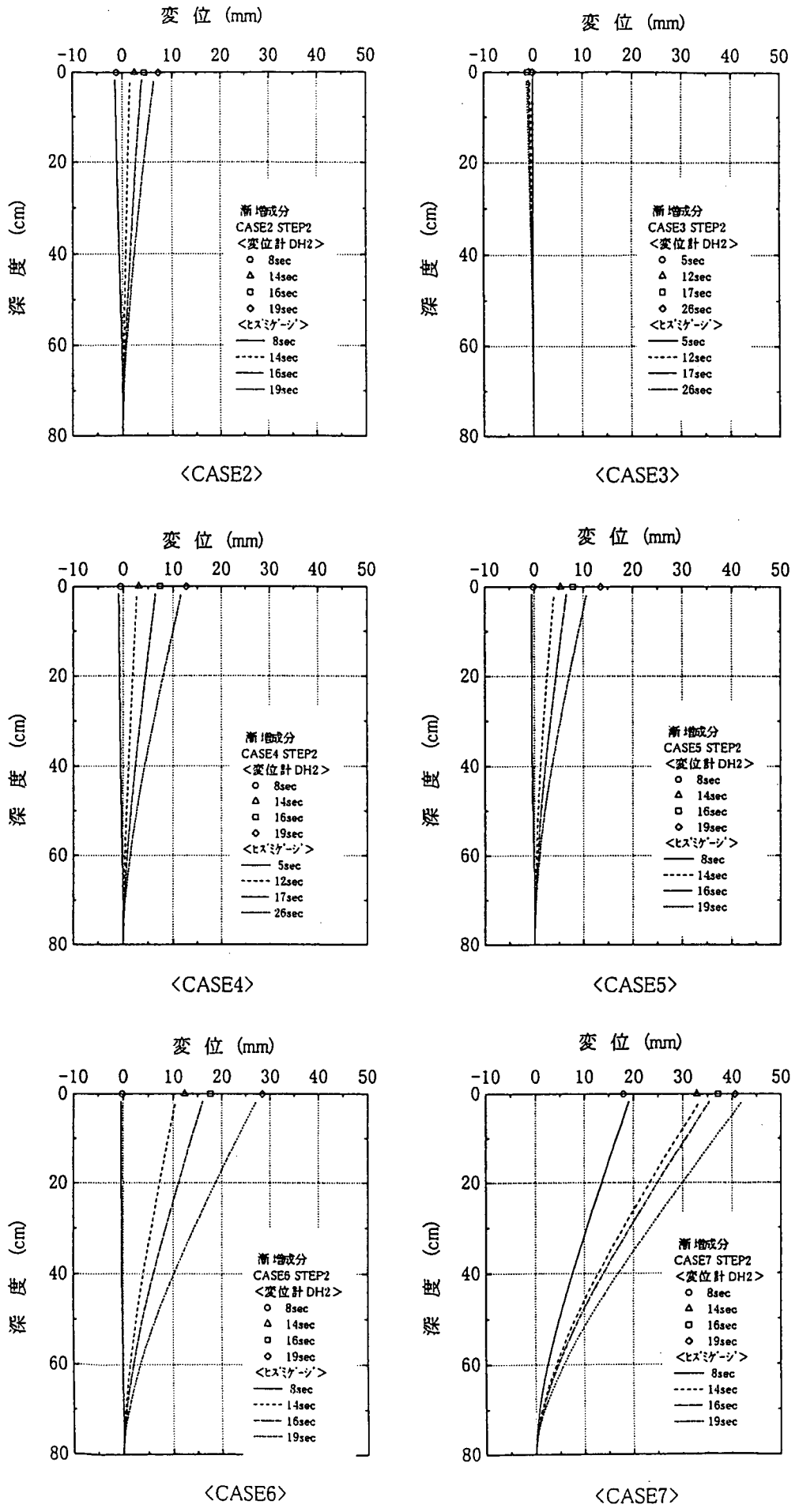
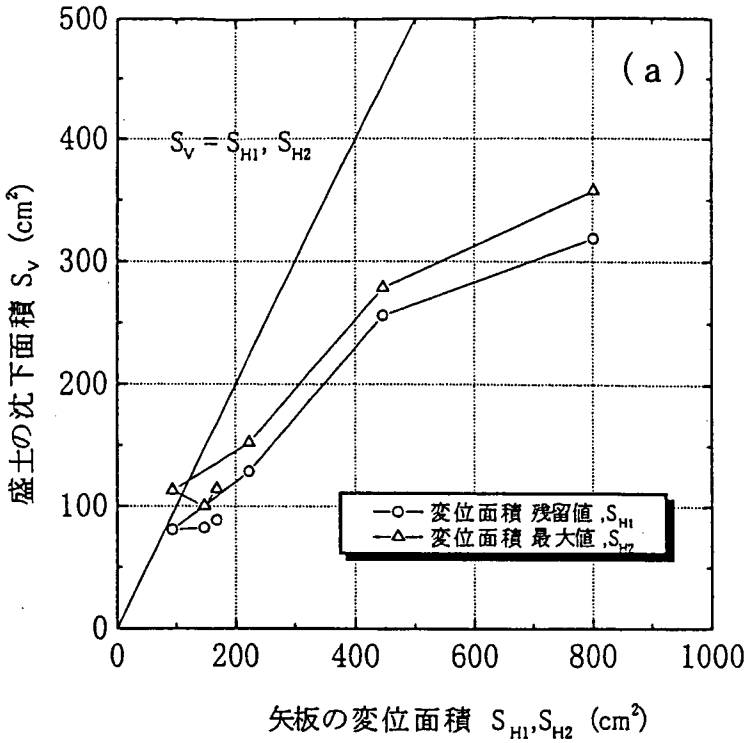


図 3.4.11 矢板ひずみから求めた頭部水平変位と DH2 で計測した水平変位(Step2)



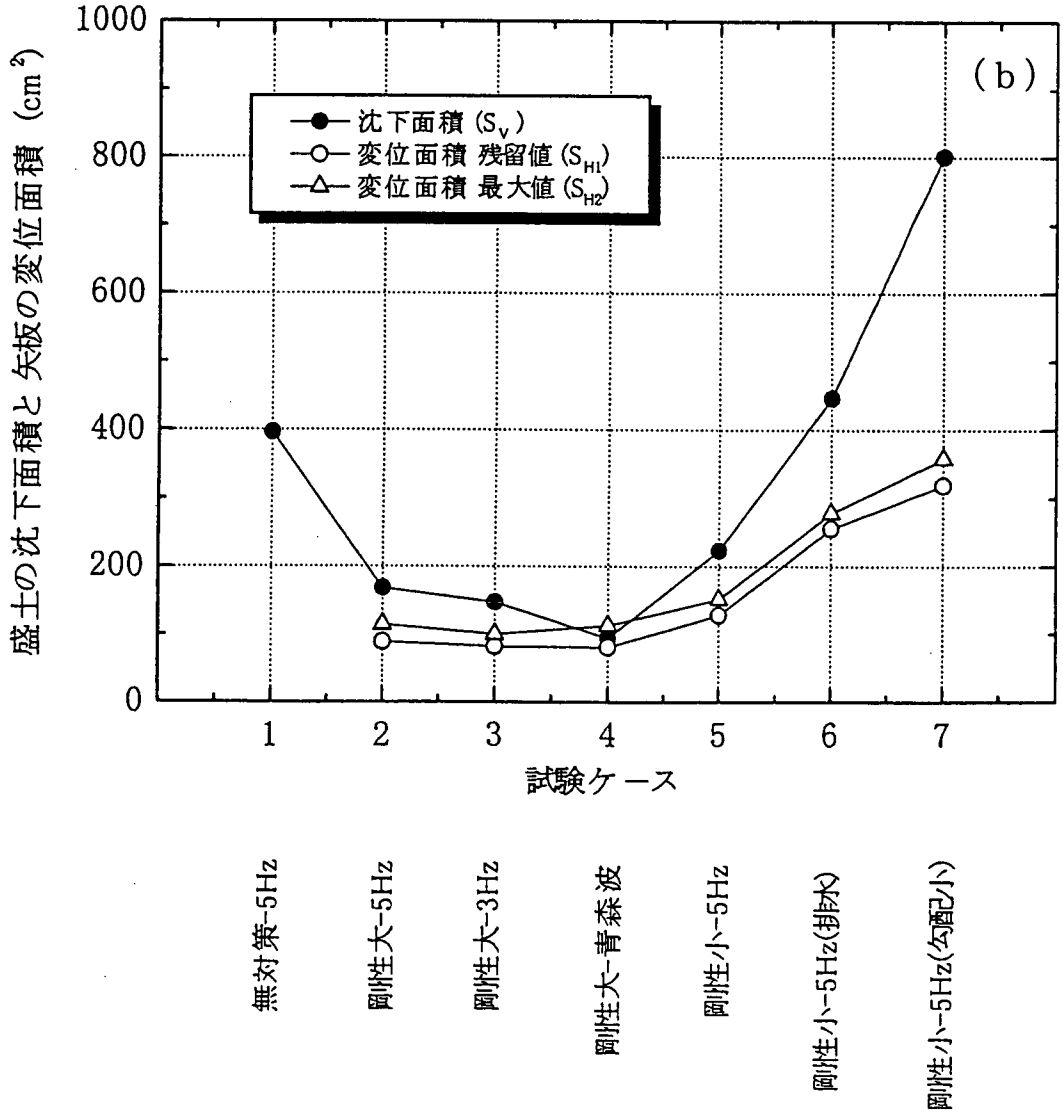


図 3. 4. 12 盛土沈下面積と矢板水平変位面積の関係

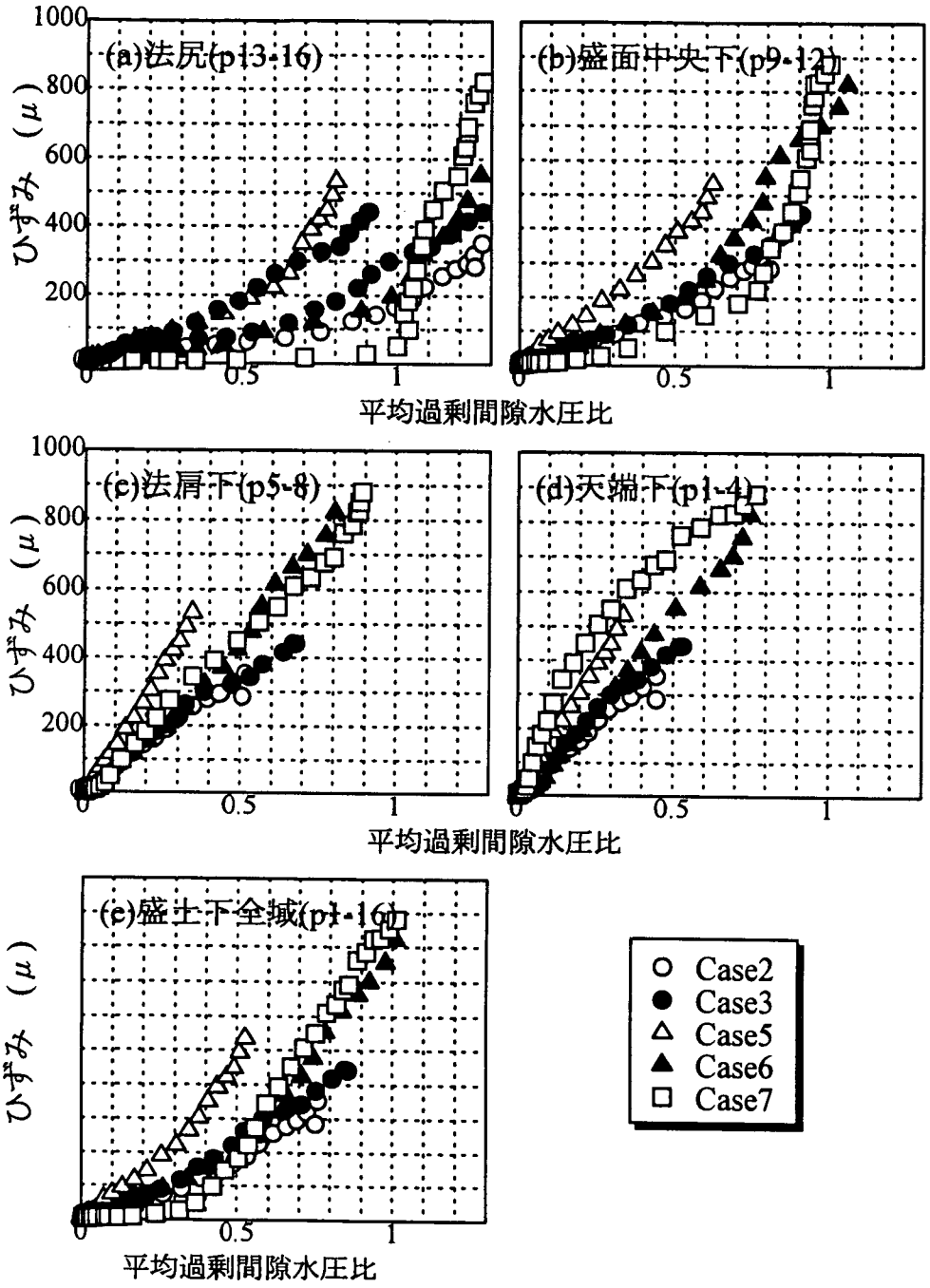
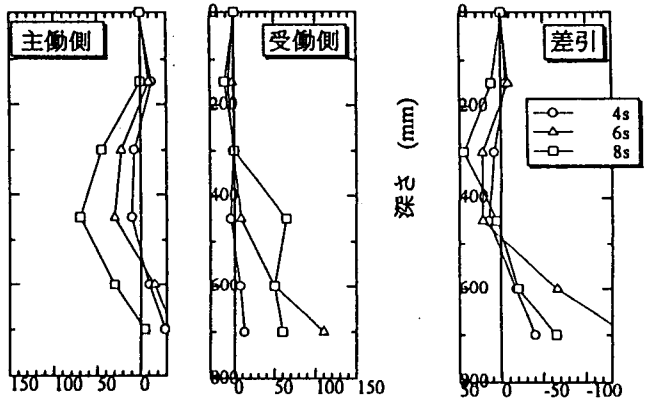


図 3. 4. 13 矢板最大曲げひずみの漸増成分と盛土下地盤の過剰間隙水圧の関係

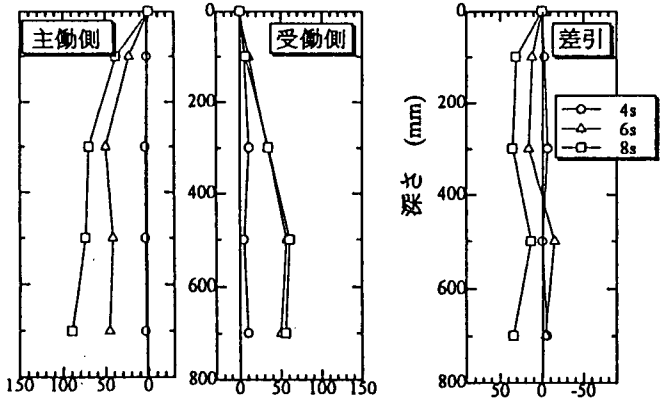
• N.A.

(c)



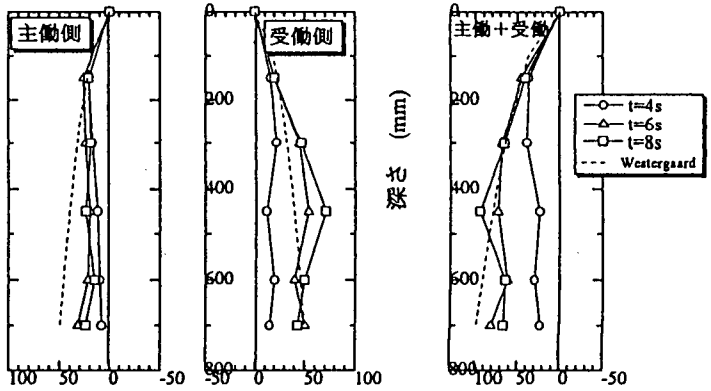
CASE2-1 矢板に加わる土圧＋水圧・漸増成分 (gf/cm^2)

(b)



CASE2-1 矢板両側の過剰間隙水圧 (gf/cm^2)

(d)



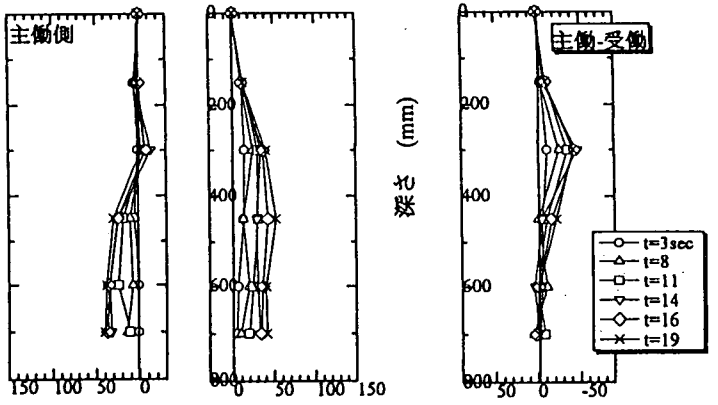
CASE2-1 矢板付近の土圧＋水圧・振動成分 (gf/cm^2)

図 3.5.1 土圧と矢板近傍の過剰間隙水圧の深度分布(Case2-1)

• N.A.

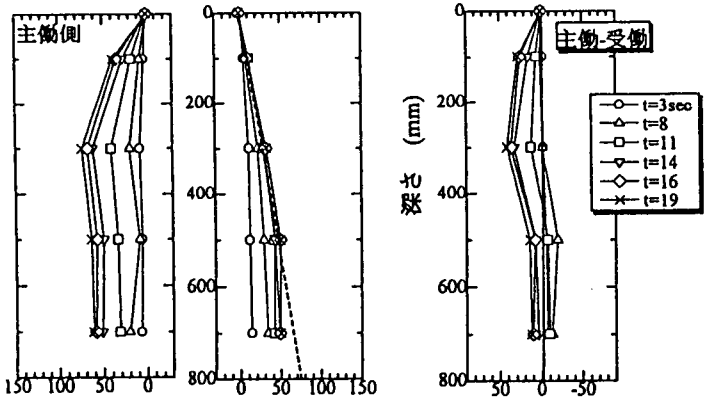
(e)

(g)



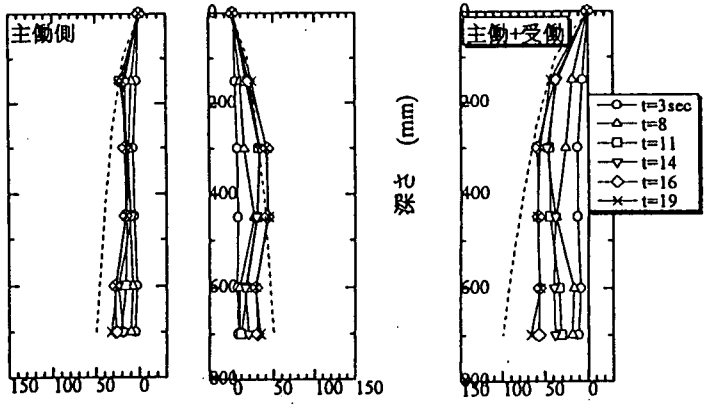
CASE2-2 矢板付近の土圧＋水圧・漸増成分 (gf/cm^2)

(f)



CASE2-2 矢板付近の水圧 (gf/cm^2)

(h)



CASE2-2 矢板付近の土圧＋水圧・振動成分 (gf/cm^2)

図 3.5.1 土圧と矢板近傍の過剰間隙水圧の深度分布(Case2-2)

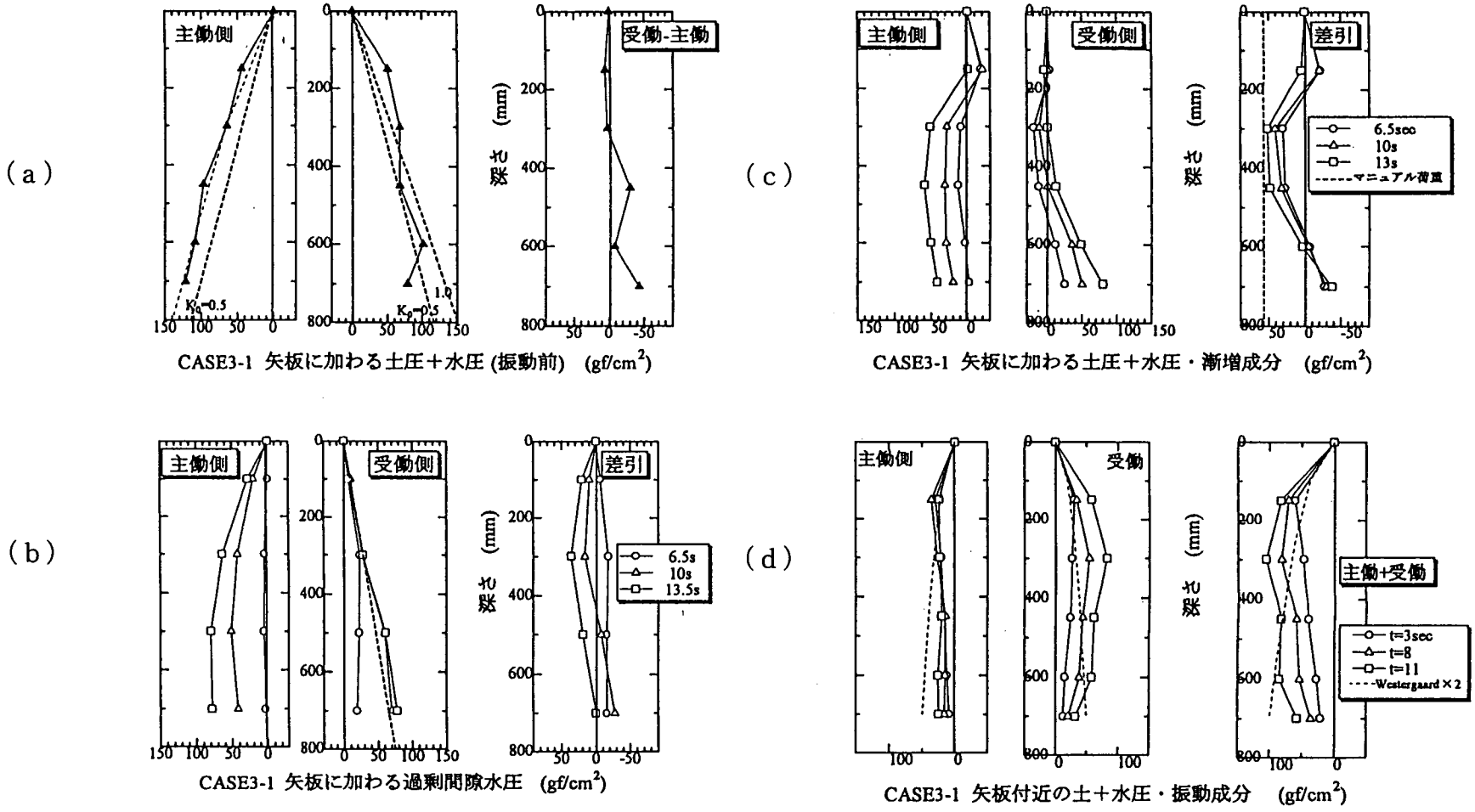


図 3.5.2 土圧と矢板近傍の過剰間隙水圧の深度分布(Case3-1)

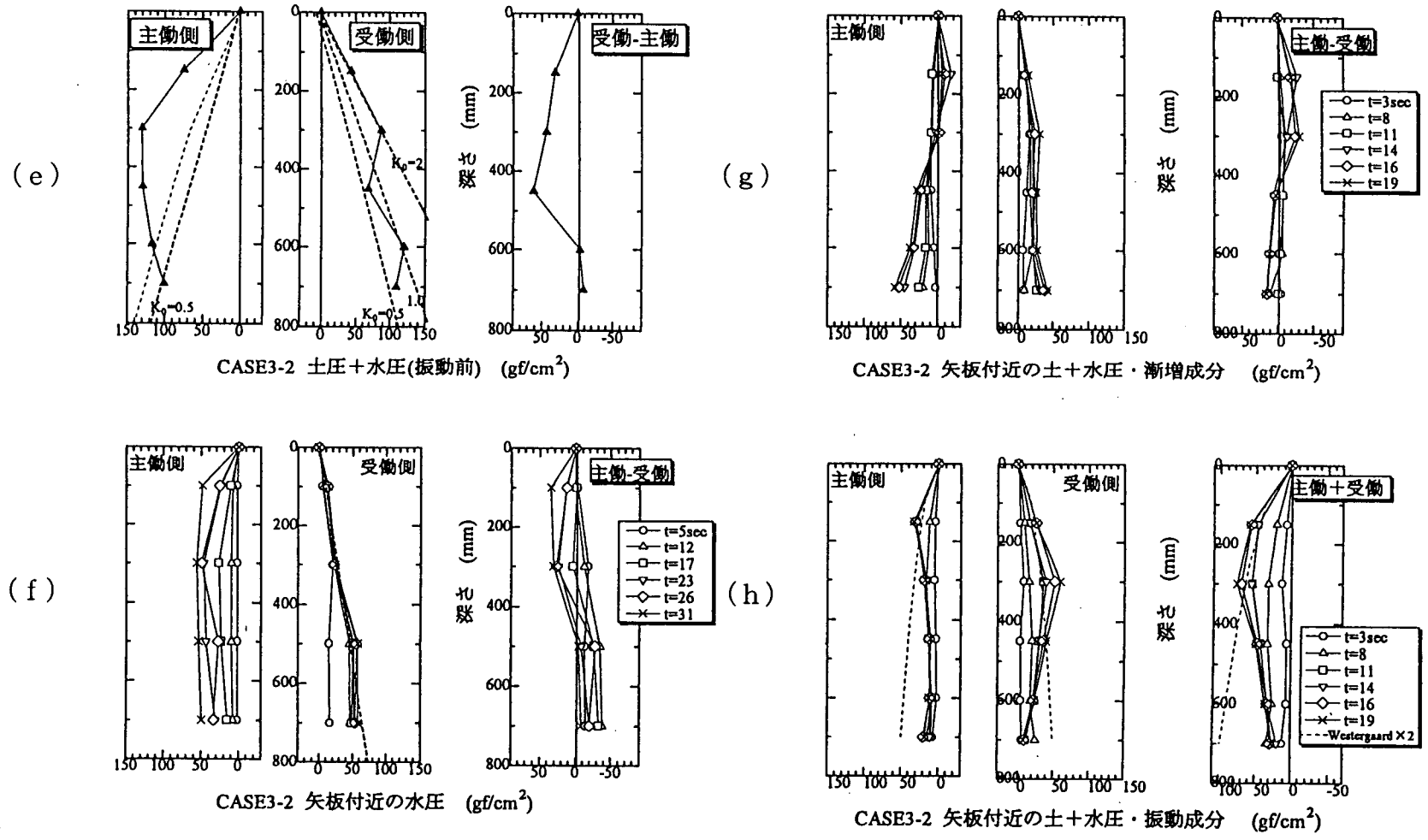


図 3.5.2 土圧と矢板近傍の過剰間隙水圧の深度分布(Case3-2)

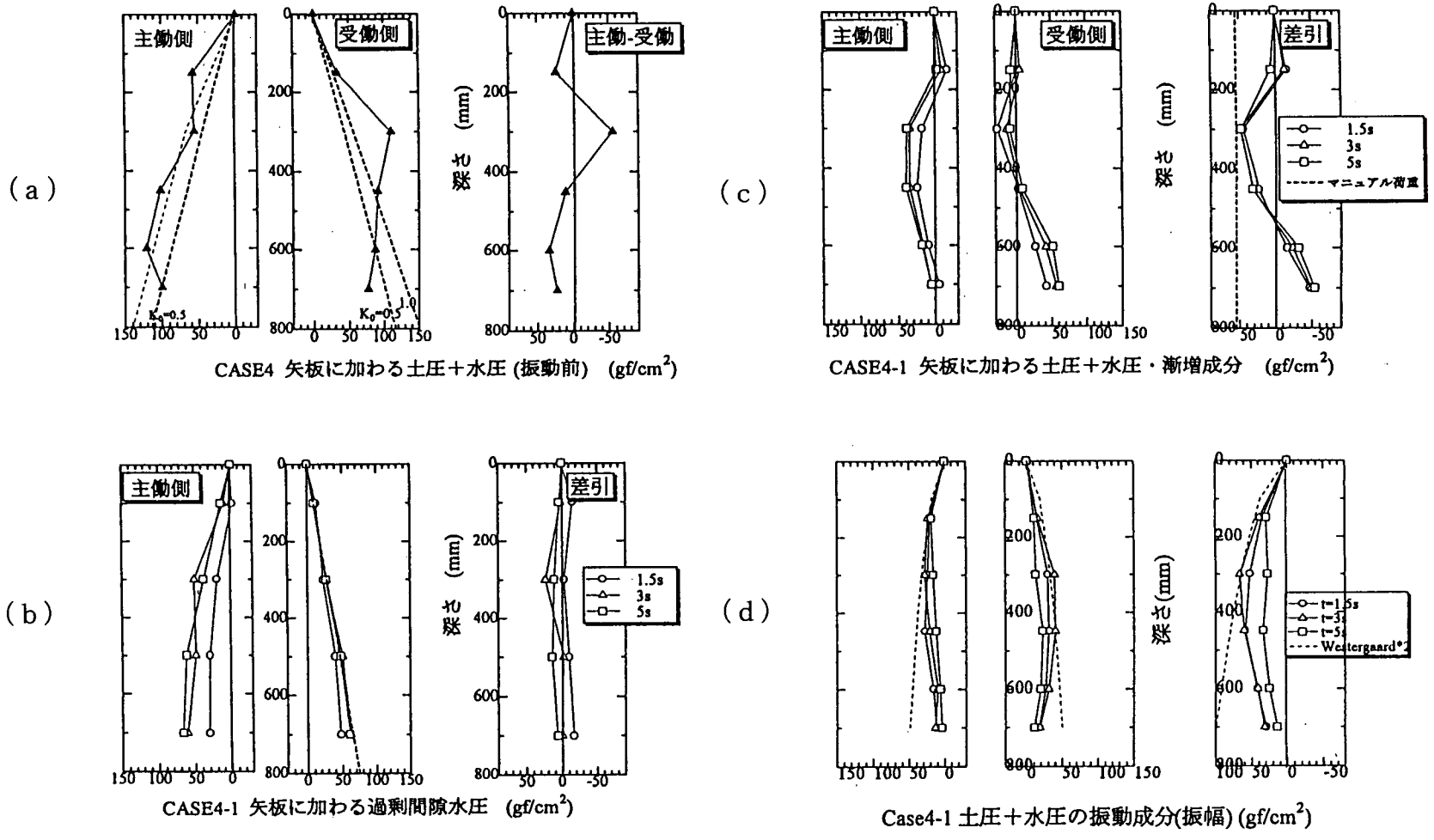


図 3.5.3 土圧と矢板近傍の過剰間隙水圧の深度分布(Case4-1)

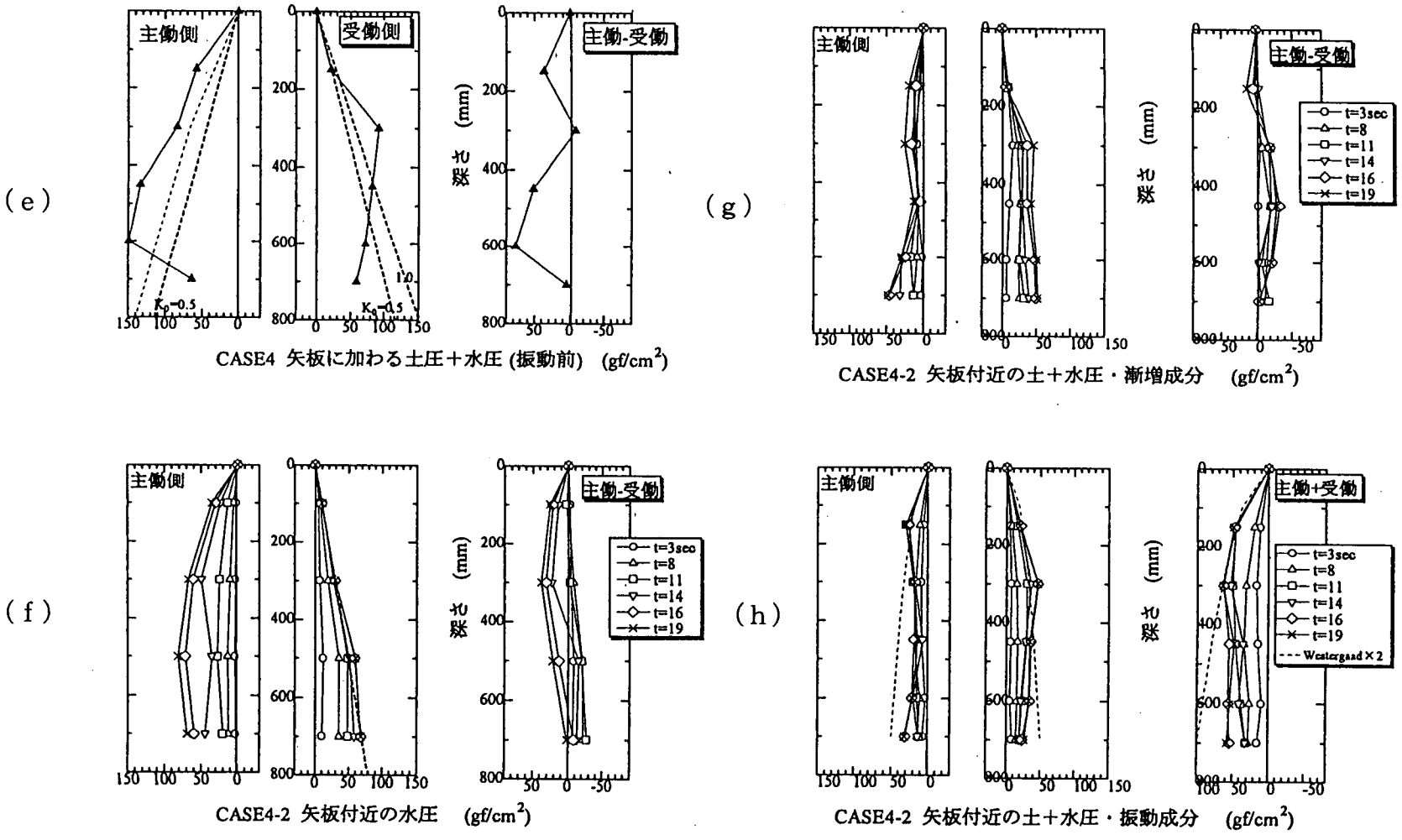


図 3.5.3 土圧と矢板近傍の過剰間隙水圧の深度分布(Case4-2)

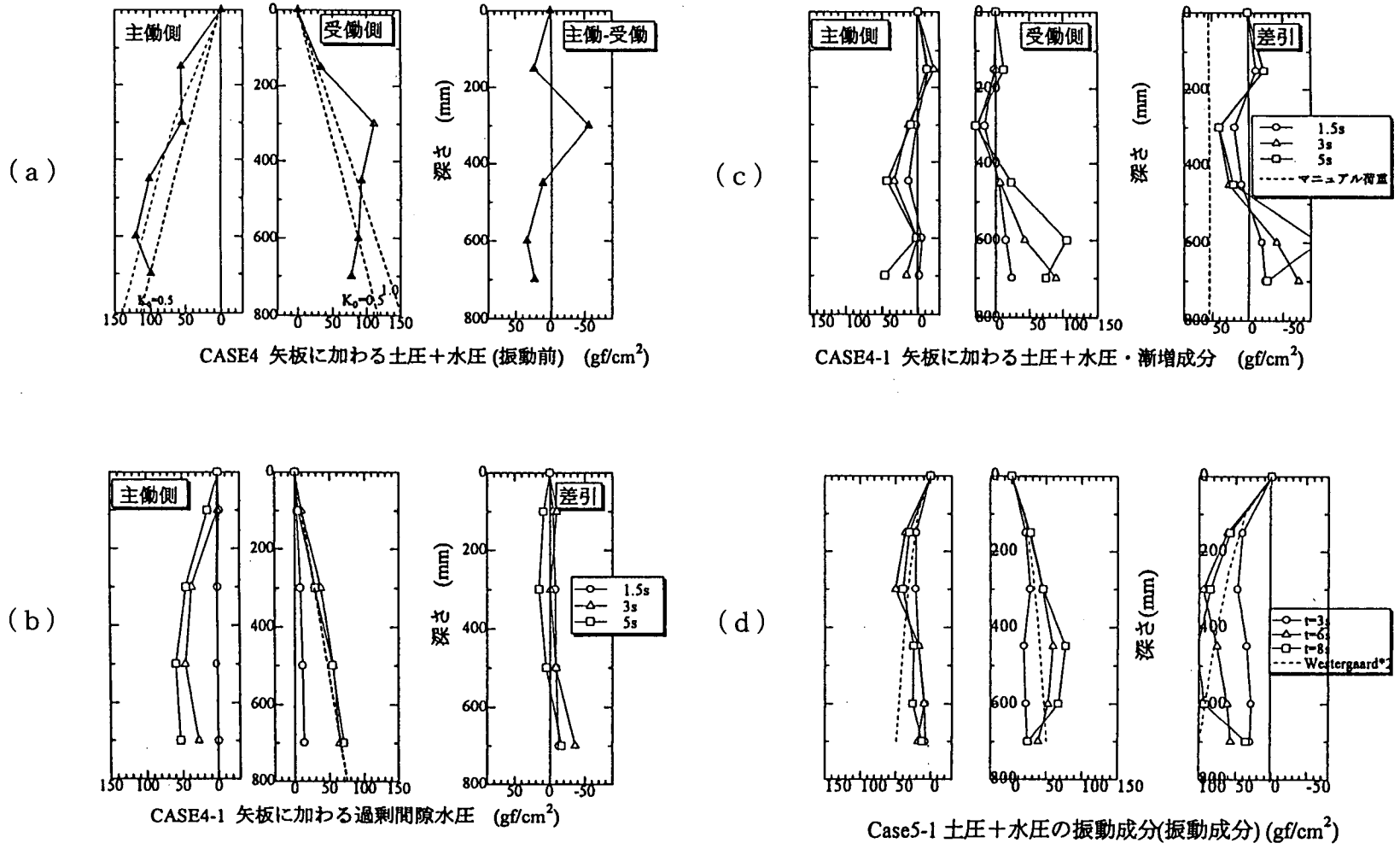


図 3.5.4 土圧と矢板近傍の過剰間隙水圧の深度分布 (Case5-1)

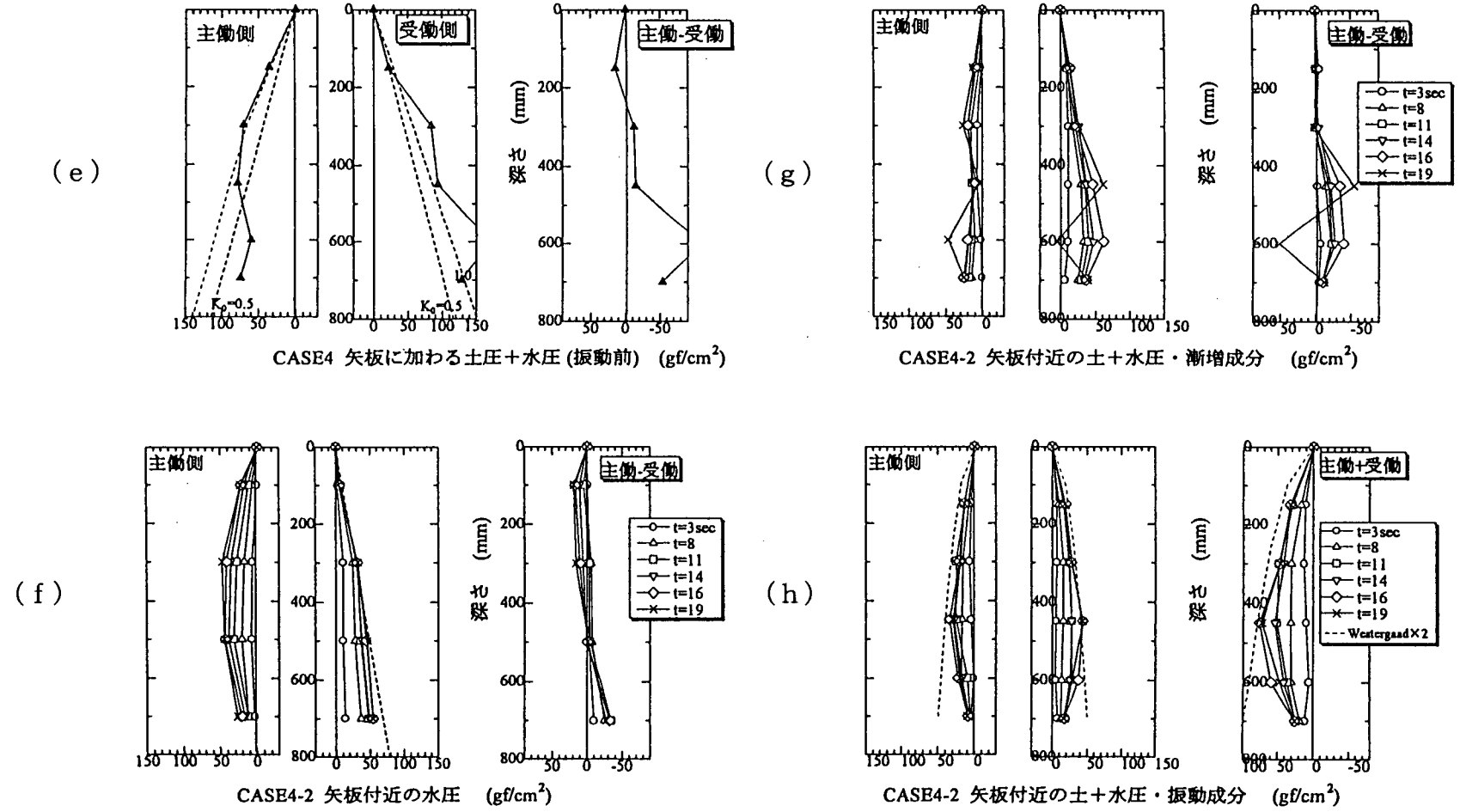


図 3.5.4 土圧と矢板近傍の過剰間隙水圧の深度分布(Case5-2)

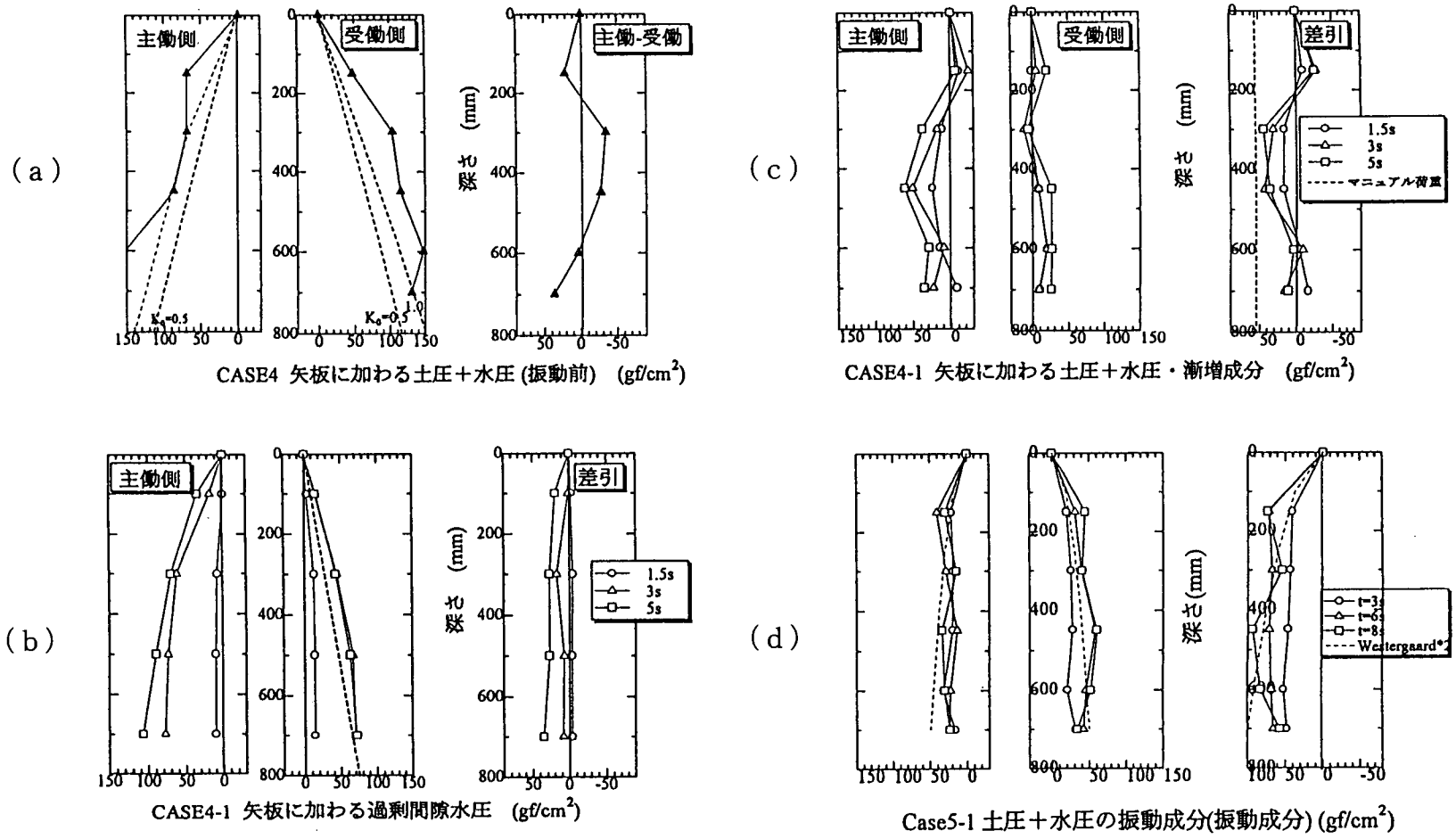


図 3.5.5 土圧と矢板近傍の過剰間隙水圧の深度分布 (Case6-1)

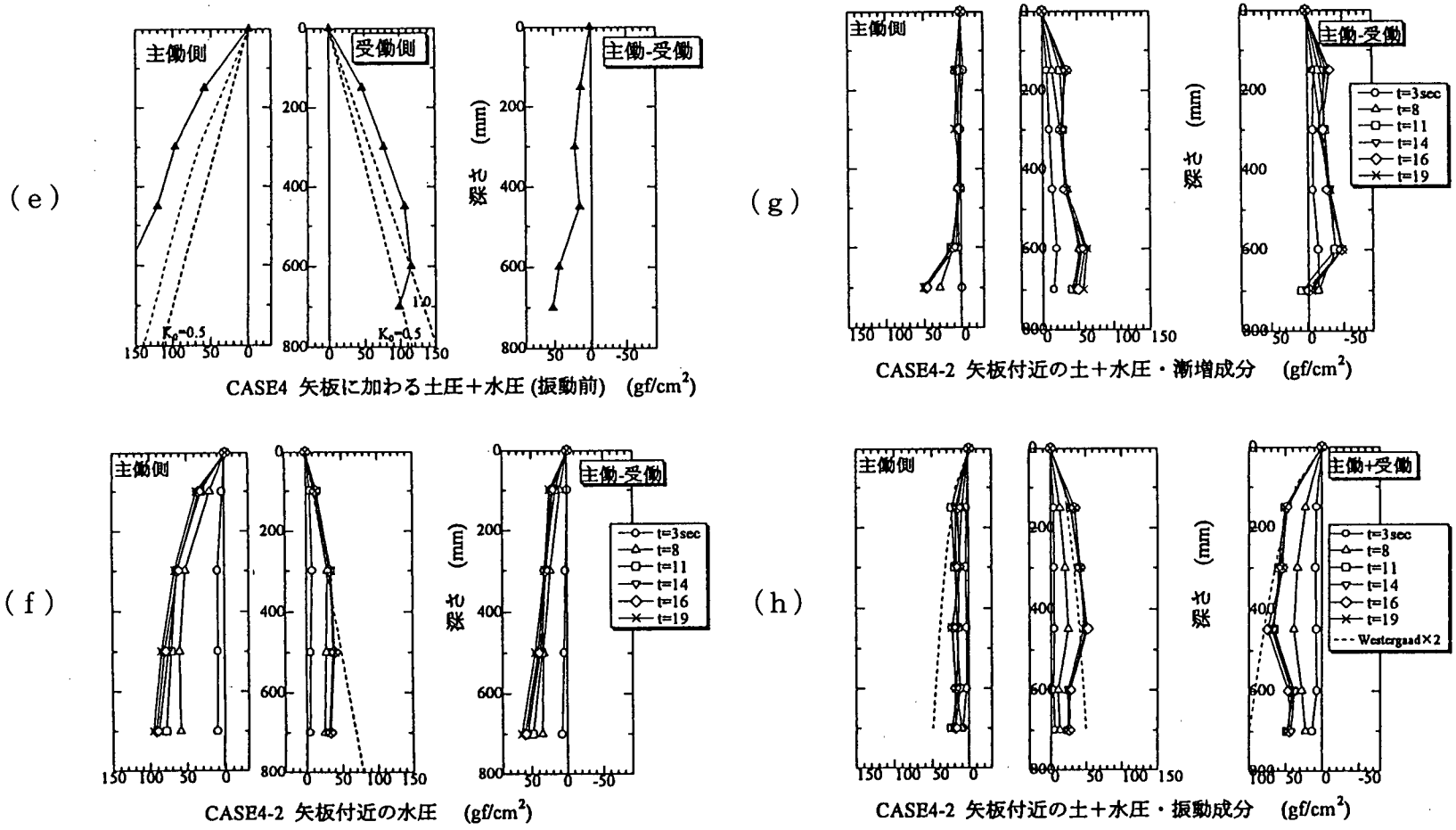


図 3.5.5 土圧と矢板近傍の過剰間隙水圧の深度分布(Case6-2)

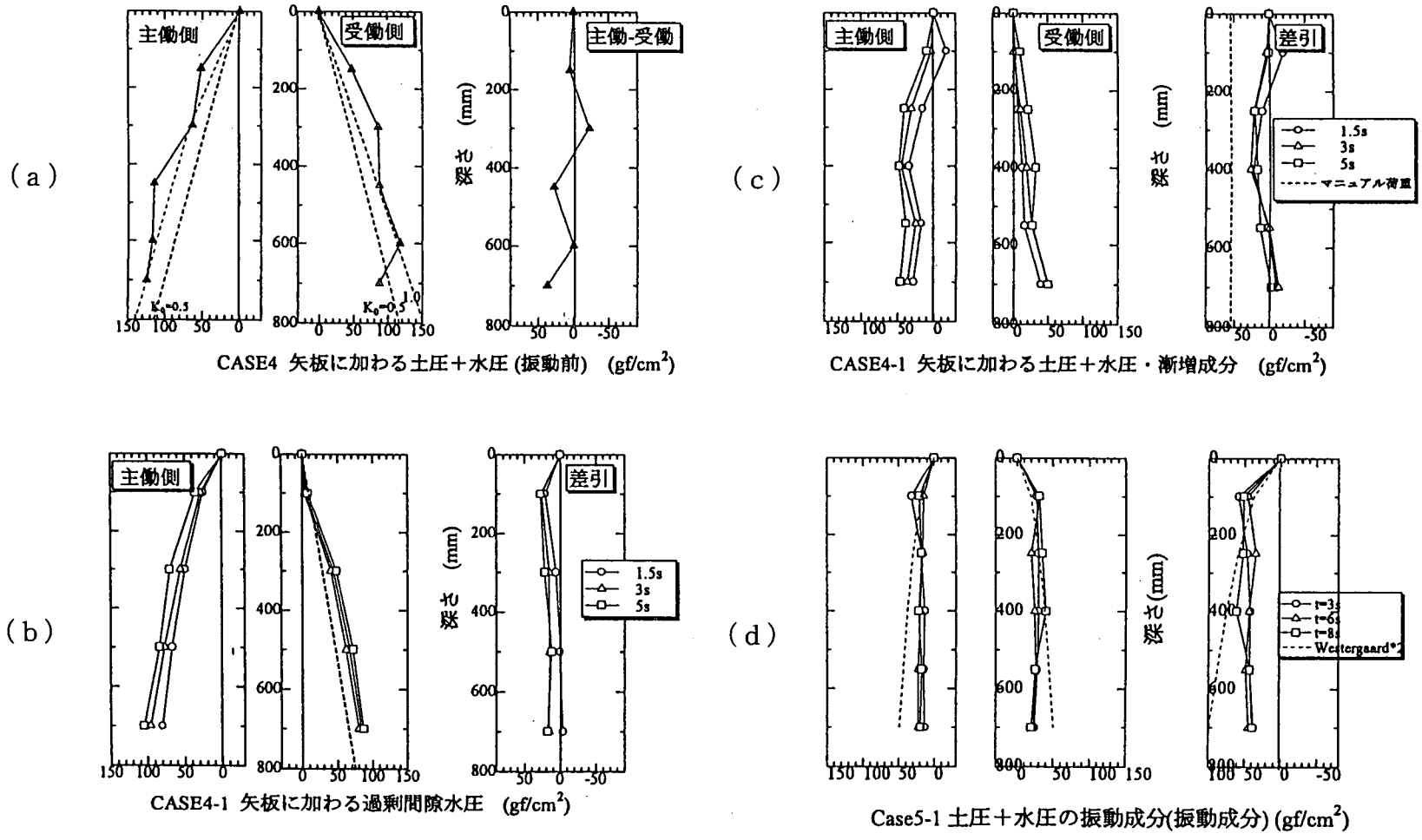


図 3.5.6 土圧と矢板近傍の過剰間隙水圧の深度分布(Case7-1)

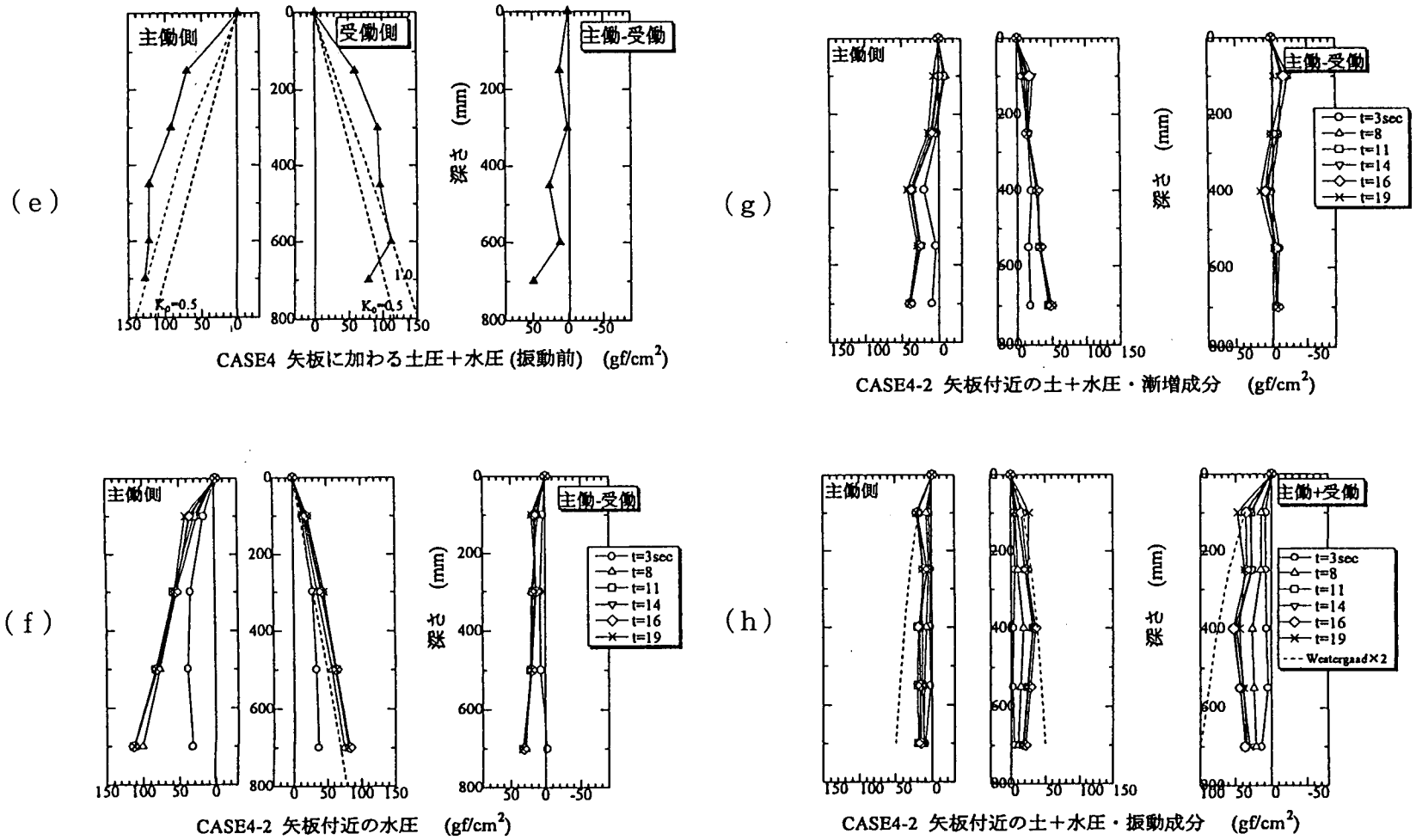


図 3.5.6 土圧と矢板近傍の過剰間隙水圧の深度分布(Case7-2)

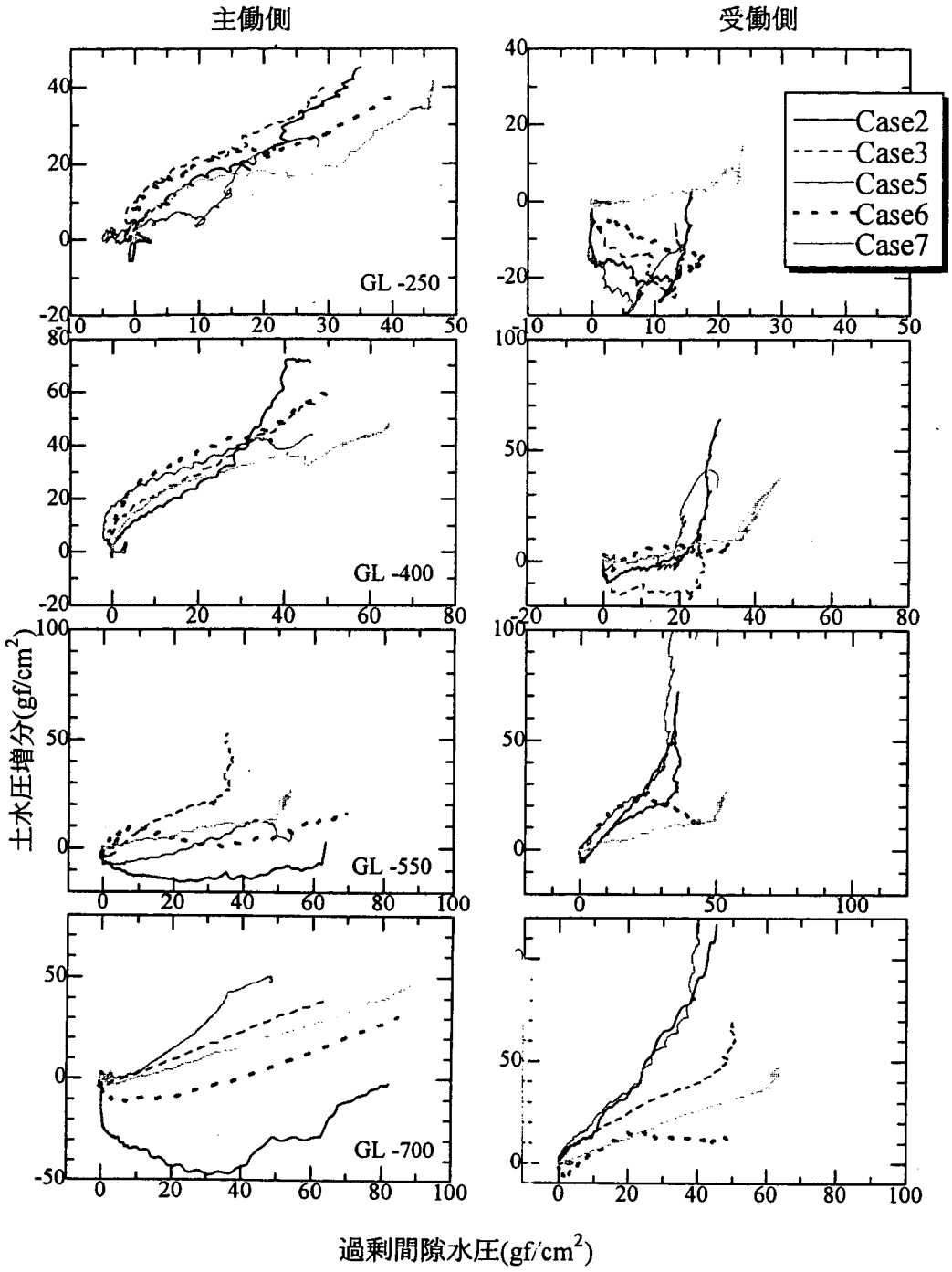


図 3.5.7 土圧と近傍の過剰間隙水圧の関係

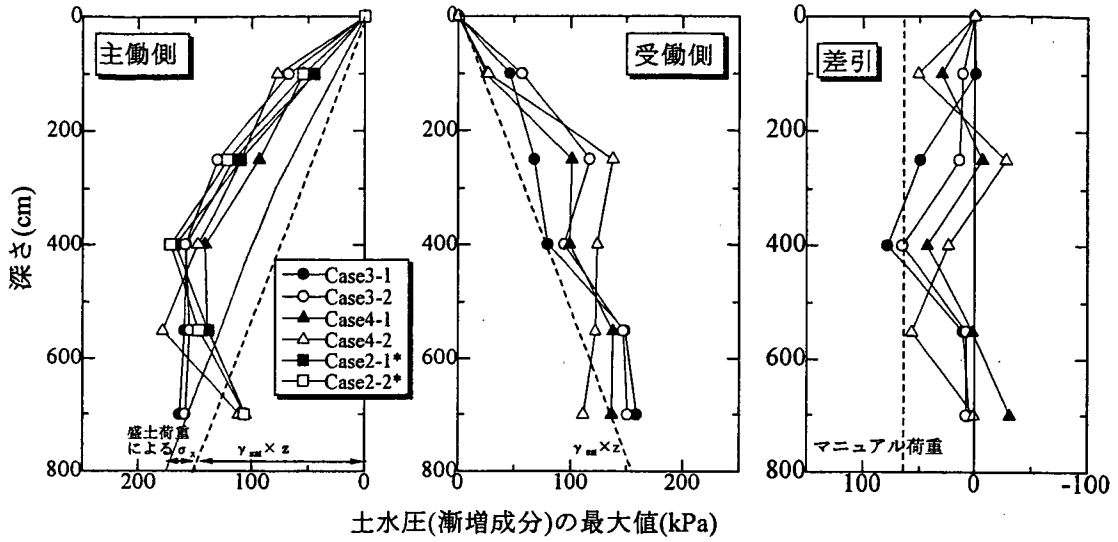


図 3.5.8 土圧最大値(漸増成分)の深度分布

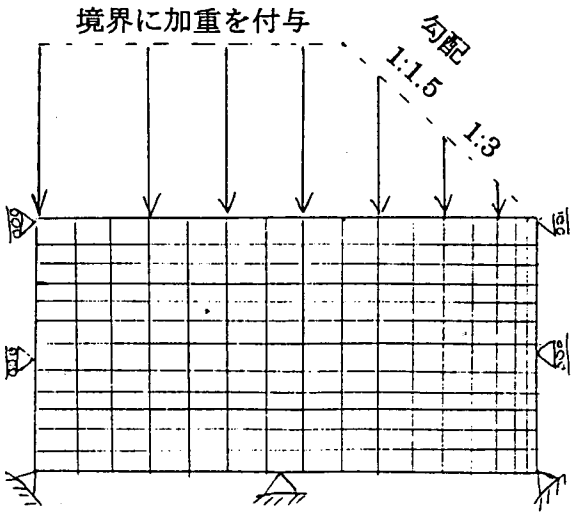


図 3.5.9 有限要素メッシュ

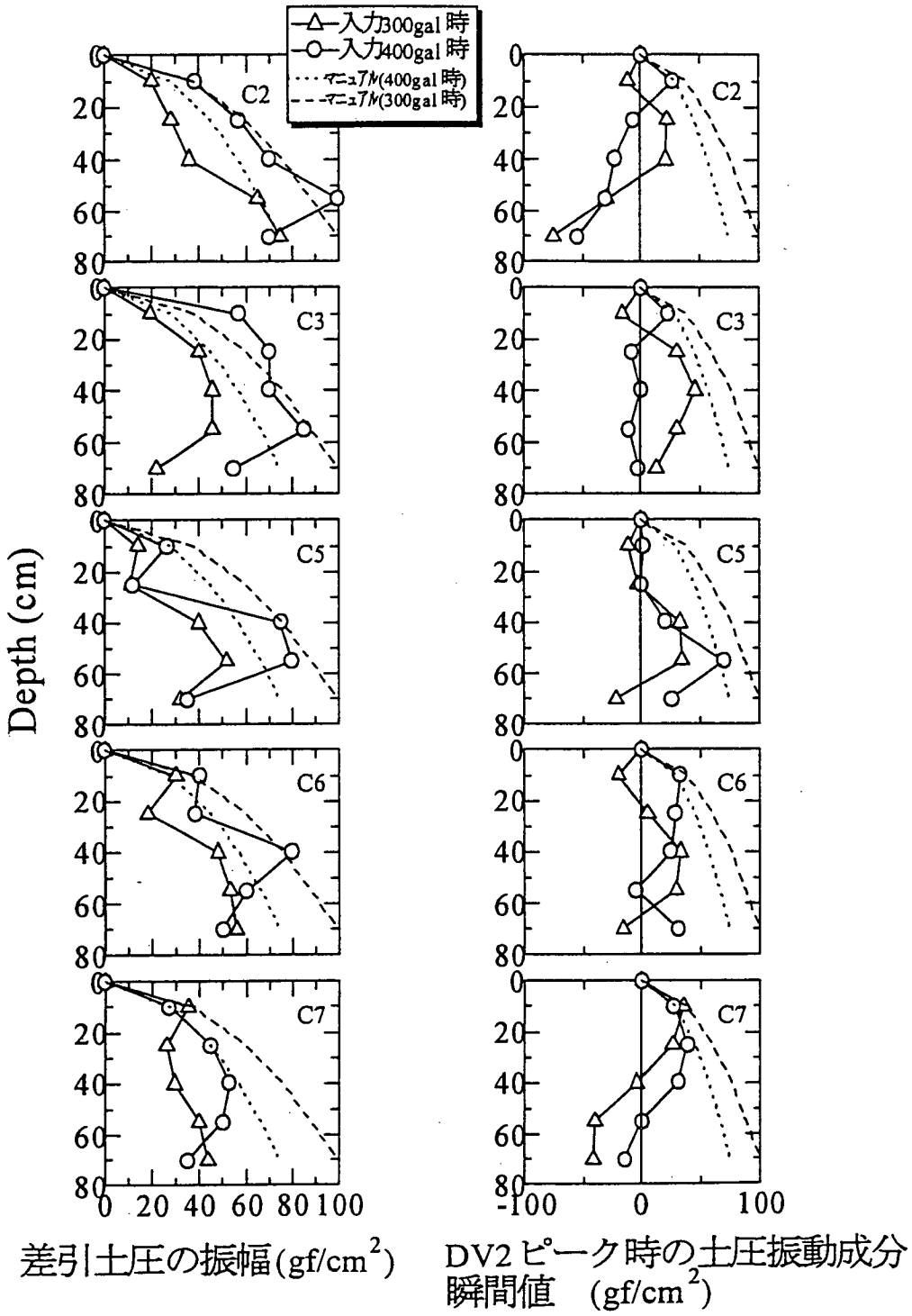


図 3.5.10 土圧振幅の深度分布

図 3.5.11 土圧振動成分の深度分布(瞬間値)

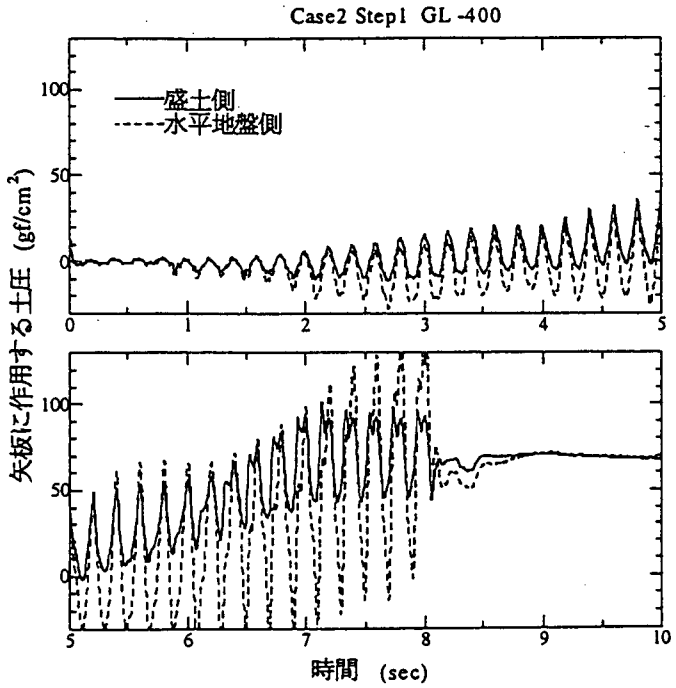


図 3.5.12 矢板盛土側の土圧(EY3)と水平地盤側土圧(EY8)の時刻歴(Case2 Step1)

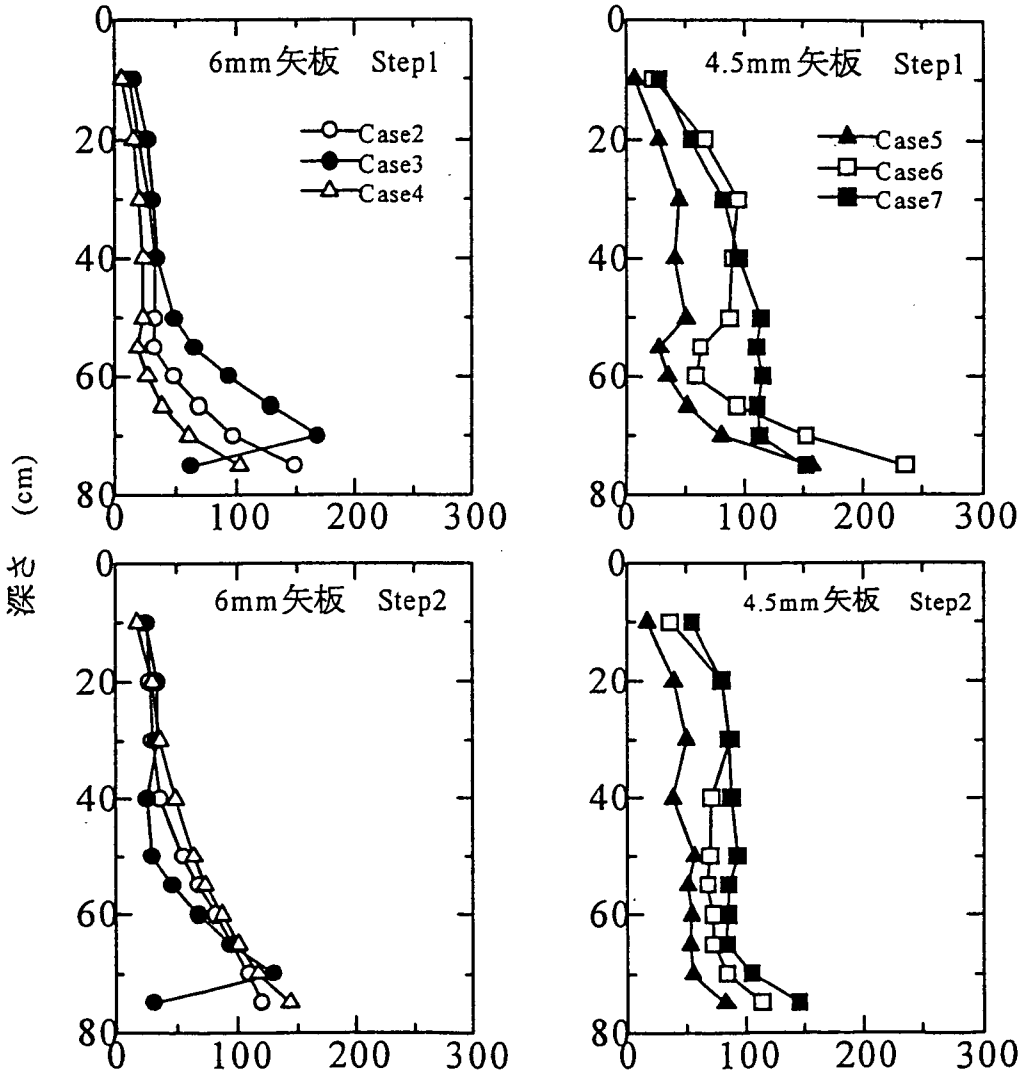
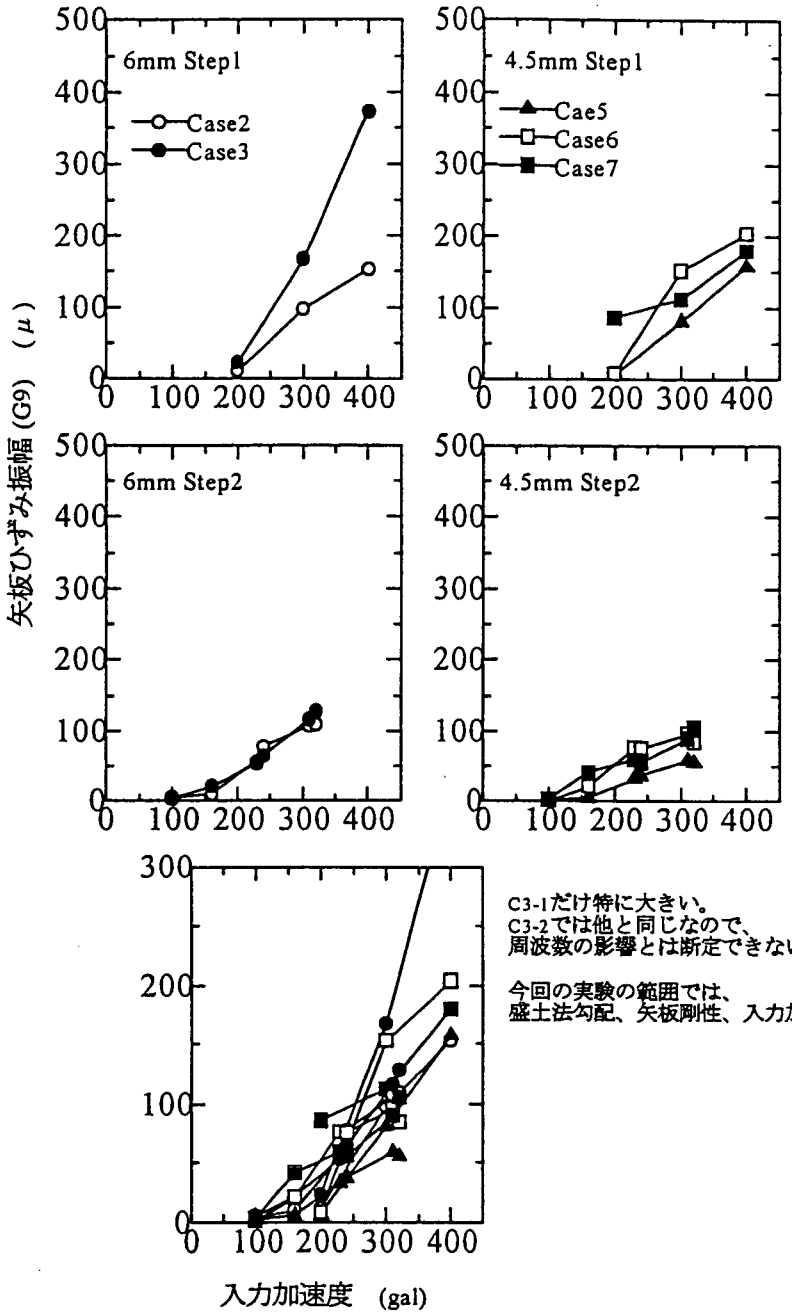


図 3.5.13 矢板ひずみ振幅の深度分布(入力加速度＝300gal)

(a)



C3-1だけ特に大きい。
C3-2では他と同じなので、
周波数の影響とは断定できない。

今回の実験の範囲では、
盛土法勾配、矢板剛性、入力加速度の影響は大きくない

図 3.5.14 矢板の最大ひずみと入力加速度の関係

(b)

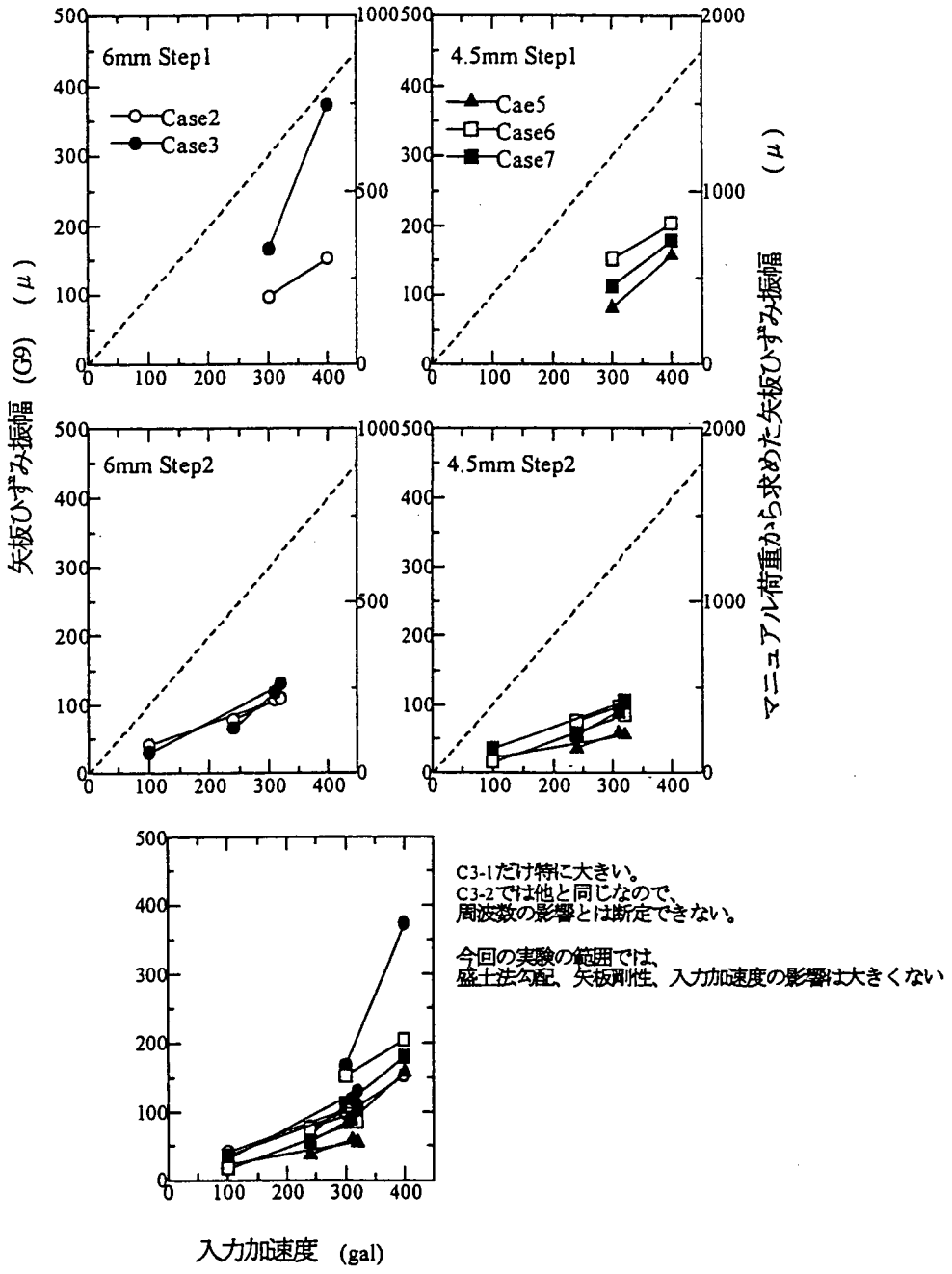


図 3.5.14 矢板の最大ひずみと入力加速度の関係

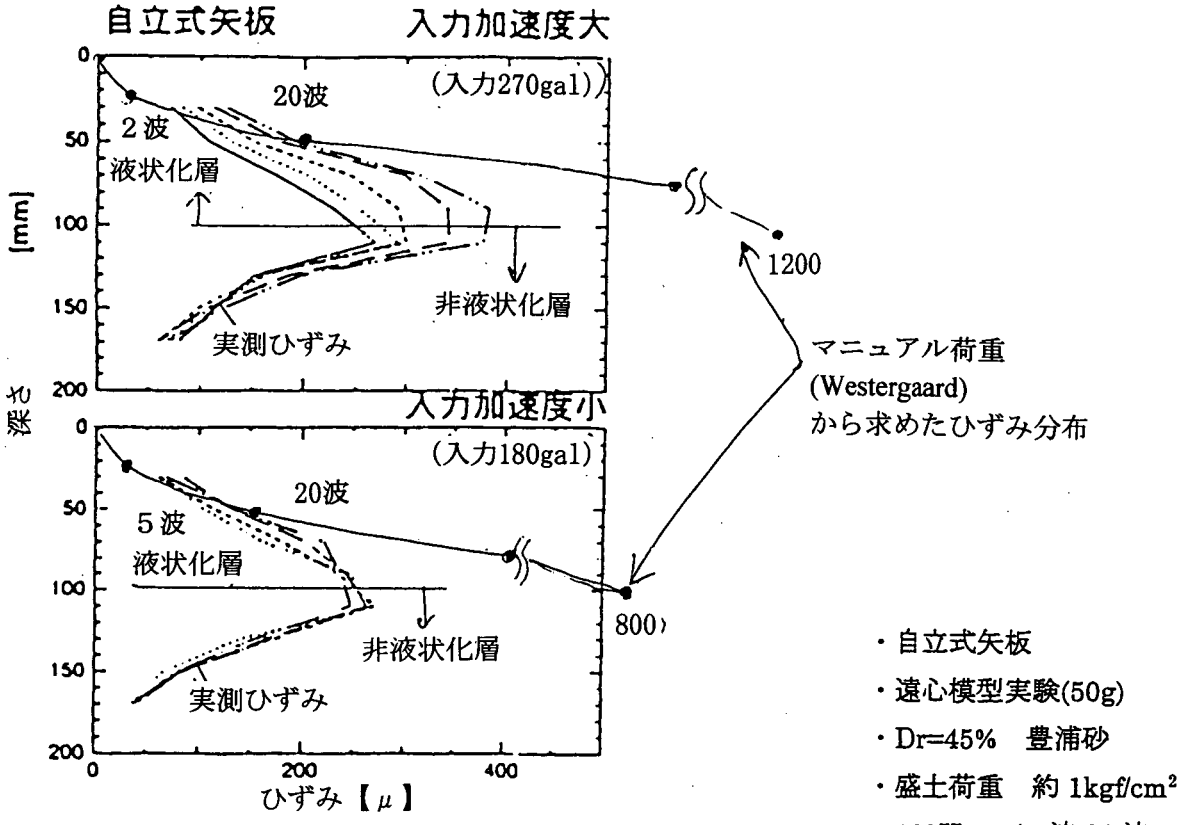


図 3. 5. 15 遠心模型実験で測定した矢板ひずみ振幅の深度分布(布川ら、1997)

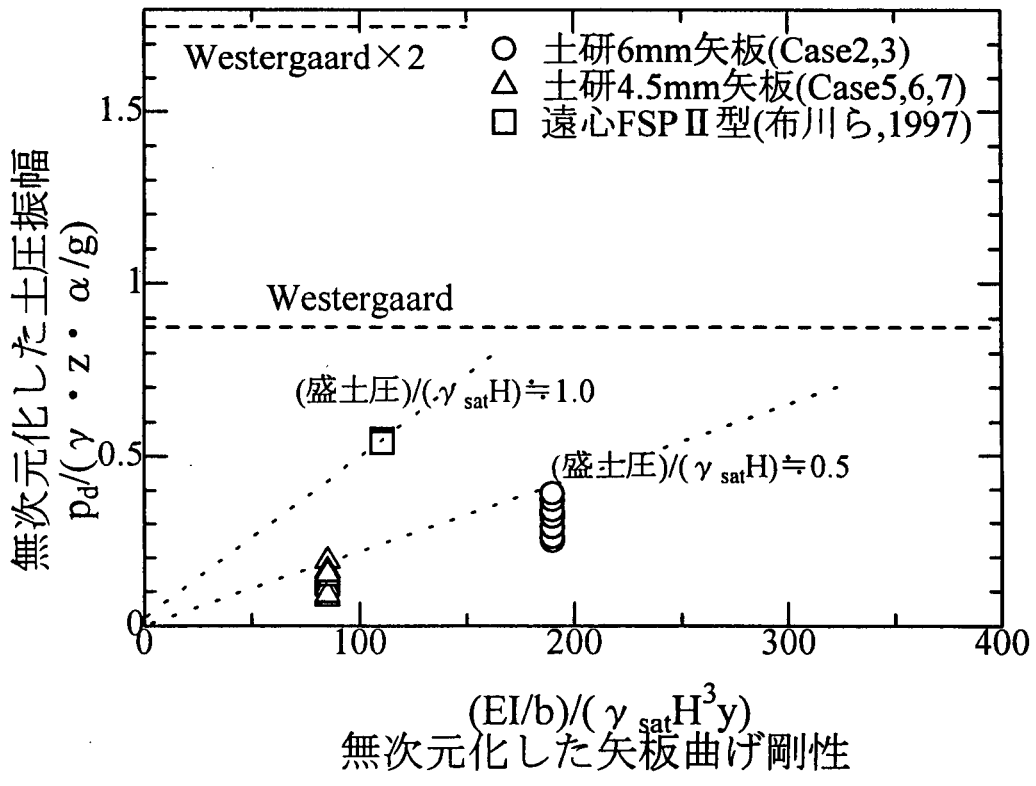


図 3. 5. 16 無次元化した土圧振幅と矢板曲げ剛性の関係

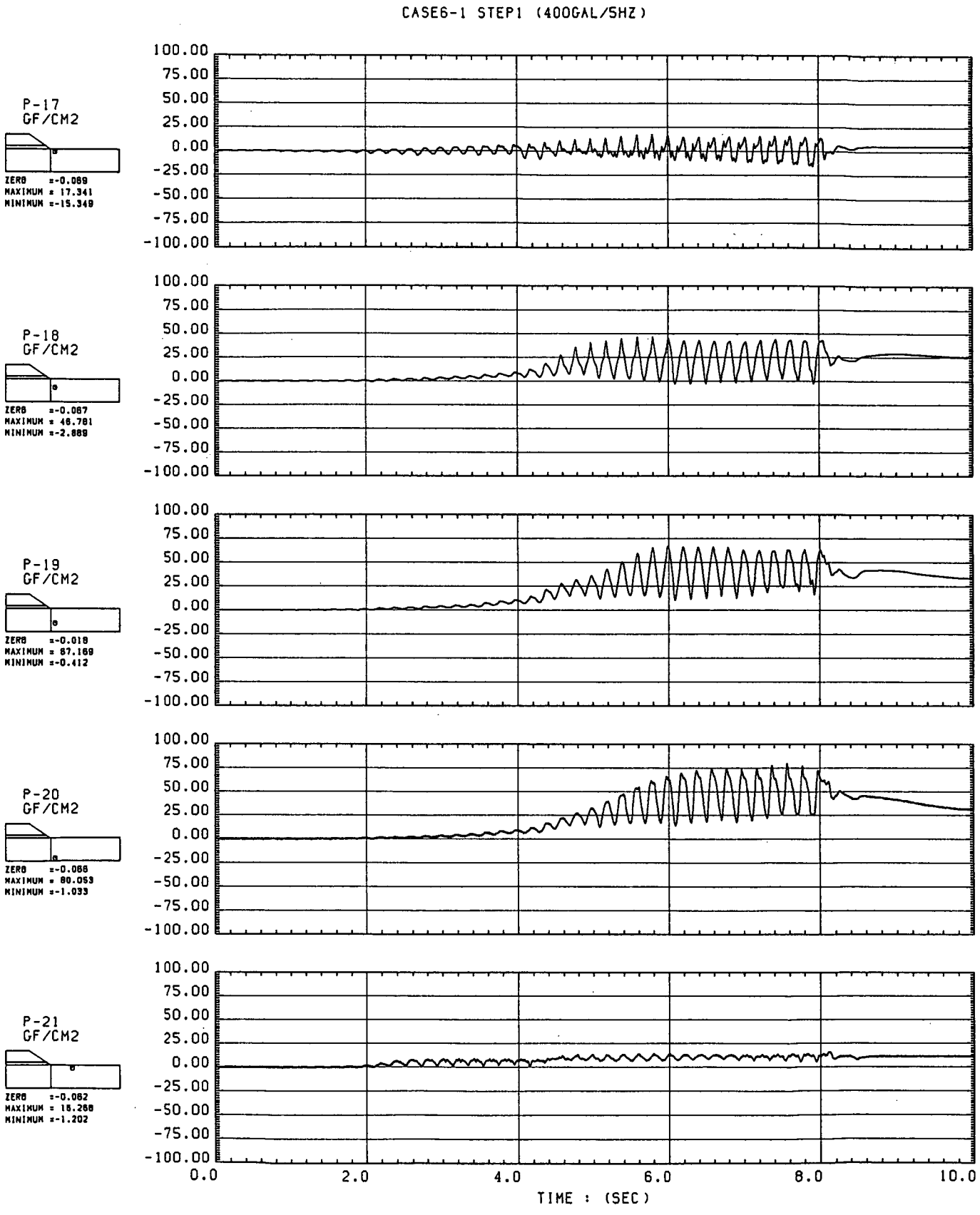


図 3.6.1 排水部材付近の過剰間隙水圧の時刻歴(Case6)

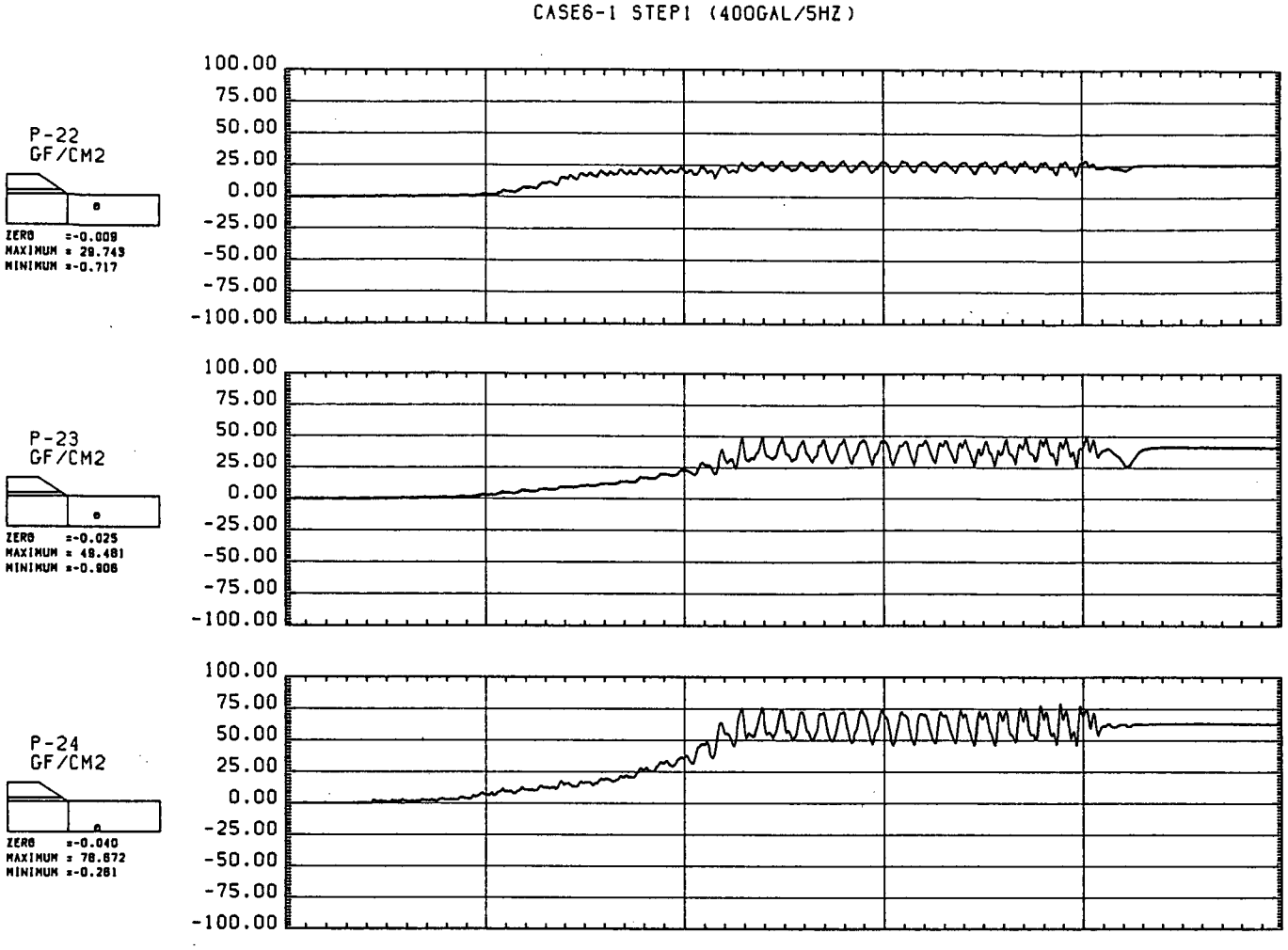


図 3. 6. 1 排水部材付近の過剰間隙水圧の時刻歴(Case6)

表 2.4.1 実験条件

CASE	盛土形状	矢板形状		入力波(STEP1)		排水機能	備　考
	(勾配)	厚さ(mm)	分 割	波形	周波数	(片側)	
1	1 : 1.5	—	—	漸増正弦波	5Hz	—	入力最大加速度 STEP1 400gal STEP2 300gal
2	1 : 1.5	6.0	なし	漸増正弦波	5Hz	なし	
3	1 : 1.5	6.0	なし	漸増正弦波	3Hz	なし	
4	1 : 1.5	6.0	なし	地震波	5Hz	なし	
5	1 : 1.5	4.5	あり	漸増正弦波	5Hz	なし	
6	1 : 1.5	4.5	あり	漸増正弦波	5Hz	あり	
7	1 : 3.0	4.5	あり	漸増正弦波	5Hz	なし	

注) STEP2 の入力波は 5Hz の段階的漸増正弦波

表 2.4.2 加振条件

Case	Step1　最大加速度 400gal	Step2　最大加速度 300gal
1	波形①　(5Hz)	波形④　(5Hz)
2		
3	波形②　(3Hz)	波形④　(3Hz)
4	波形③	波形④　(5Hz)
5	波形①　(5Hz)	
6		
7		

表 3.2.1 模型地盤作成時の地盤の密度

(a)＜Case1＞

	層番号	G.L. (cm)	層厚 (cm)	体積 V (cm3)	重量 W (gf)	乾燥密度 ρd (g/cm3)	相対密度 Dr (%)	備考
基礎地盤部	1	-70～-80	10.3	407300	583000	1.431	54	注水管あり
	2	-60～-70	10.7	426857	620000	1.452	59	
	3	-50～-60	10.3	412000	595000	1.444	57	
	4	-40～-50	9.2	369905	536000	1.449	58	
	5	-30～-40	9.8	393714	578,000	1.468	63	
	6	-20～-30	10.0	401714	580000	1.444	57	
	7	-10～-20	9.8	393905	570000	1.447	58	
	8	0～-10	10.0	398476	580000	1.456	60	
		合計	80.2		平均	1.449	58	

	土層名	G.L. (cm)	層厚 (cm)	体積 V (cm3)	重量 W (gf)	湿潤密度 ρ_t(g/cm3)	乾燥密度 ρ_d (g/cm3)	相対密度 Dr (%)	備考
盛土部	砕石	0～10	10.0	152500	255000	—	1.672	-	砕石
	硅砂	10～40	40.0	460000	772000	1.678	1.459	61	ωn=15%
		合計	50.0	612500	平均				

(b)＜Case2＞

	層番号	G.L. (cm)	層厚 (cm)	体積 V (cm^3)	重量 W (gf)	乾燥密度 ρ_d (g/cm^3)	相対密度 Dr (%)	備考
基礎地盤部	1	-70～-80	11.1	407300	590000	1.449	58	注水管あり
	2	-60～-70	9.1	362476	530000	1.462	62	
	3	-50～-60	9.7	387619	568500	1.467	63	
	4	-40～-50	10.3	412952	595500	1.442	57	
	5	-30～-40	9.8	393333	560000	1.424	52	
	6	-20～-30	10.3	411238	595000	1.447	58	
	7	-10～-20	10.2	409905	590000	1.439	56	
	8	0～-10	9.9	394476	574000	1.455	60	
		合計	80.4		平均	1.448	58	

	層番号	G.L. (cm)	層厚 (cm)	体積 V (cm^3)	重量 W (gf)	湿潤密度 ρ_t (g/cm^3)	乾燥密度 ρ_d (g/cm^3)	相対密度 Dr (%)	備考
盛土	砕石	0～10	10.0	152500	255000	—	1.672		砕石
	硅砂	10～50	40.0	460000	763000	1.659	1.442	57	ωn=15%
		合計	50.0		平均				

(c)＜Case3＞

	層番号	G.L. (cm)	層厚 (cm)	体積 V (cm^3)	重量 W (gf)	乾燥密度 ρ_d (g/cm^3)	相対密度 Dr (%)	備考
基礎地盤部	1	-70～-80	10.6	407300	590000	1.449	58	注水管あり
	2	-60～-70	9.8	391238	570000	1.457	60	
	3	-50～-60	9.3	370286	540000	1.458	61	
	4	-40～-50	10.2	406095	600000	1.477	66	
	5	-30～-40	10.1	405524	584000	1.440	56	
	6	-20～-30	10.3	411810	595000	1.445	57	
	7	-10～-20	9.9	397905	581000	1.460	61	
	8	0～-10	10.0	398286	580000	1.456	60	
		合計	80.1		平均	1.455	60	

	層番号	G.L. (cm)	層厚 (cm)	体積 V (cm^3)	重量 W (gf)	湿潤密度 ρ_t (g/cm^3)	乾燥密度 ρ_d (g/cm^3)	相対密度 Dr (%)	備考
盛土	砕石	0～10	10.0	152500	255000	—	1.672		砕石
	硅砂	10～50	40.0	460000	765000	1.663	1.446	58	ωn=15%
		合計	50.0		平均				

(d)＜Case4＞

	層番号	G.L. (cm)	層厚 (cm)	体積 V (cm^3)	重量	乾燥密度 ρ_d (g/cm^3)	相対密度 Dr (%)	備考
基礎地盤部	1	-70～-80	9.7	407300	590000	1.449	58	注水管あり
	2	-60～-70	11.0	441524	640000	1.450	59	
	3	-50～-60	9.9	397714	580000	1.458	61	
	4	-40～-50	9.9	394286	575000	1.458	61	
	5	-30～-40	10.1	402857	581000	1.442	57	
	6	-20～-30	9.6	384190	558000	1.452	59	
	7	-10～-20	9.5	378476	550000	1.453	60	
	8	0～-10	10.2	407238	591000	1.451	59	
		合計	79.9		平均	1.452	59	

	層番号	G.L. (cm)	層厚 (cm)	体積 V (cm^3)	重量 W (gf)	湿潤密度 ρ_t (g/cm^3)	乾燥密度 ρ_d (g/cm^3)	相対密度 Dr (%)	備考
盛土	砕石	0～10	10.0	152500	255000	—	1.672		砕石
	硅砂	10～50	40.0	460000	770000	1.674	1.456	60	ωn=15%
		合計	50.0		平均				

(e)＜Case5＞

	層番号	G.L. (cm)	層厚 (cm)	体積 V (cm^3)	重量 W (gf)	乾燥密度 ρ_d (g/cm^3)	相対密度 Dr (%)	備考
基礎地盤部	1	-70～-80	10.4	407300	590000	1.449	58	注水管あり
	2	-60～-70	10.1	402857	585000	1.452	59	
	3	-50～-60	9.8	390667	565000	1.446	58	
	4	-40～-50	10.1	405524	588000	1.450	59	
	5	-30～-40	9.5	378857	554000	1.462	62	
	6	-20～-30	9.7	389524	564000	1.448	58	
	7	-10～-20	9.9	396762	582000	1.467	63	
	8	0～-10	10.5	419429	598000	1.426	52	
		合計	80.0		平均	1.450	59	

	層番号	G.L. (cm)	層厚 (cm)	体積 V (cm^3)	重量 W (gf)	湿潤密度 ρ_t (g/cm^3)	乾燥密度 ρ_d (g/cm^3)	相対密度 Dr (%)	備考
盛土	砕石	0～10	10.0	152500	255000	－	1.672		砕石
	硅砂	10～50	40.0	460000	775000	1.685	1.465	63	ωn=15%
		合計	50.0		平均				

(f)＜Case6＞

	層番号	G.L. (cm)	層厚 (cm)	体積 V (cm^3)	重量 W (gf)	乾燥密度 ρ_d (g/cm^3)	相対密度 Dr (%)	備考
基礎地盤部	1	-70～-80	11.1	407300	591000	1.451	59	注水管あり
	2	-60～-70	9.6	383429	566000	1.476	65	
	3	-50～-60	9.4	375429	547000	1.457	60	
	4	-40～-50	10.2	409524	589000	1.438	56	
	5	-30～-40	9.9	394286	573000	1.453	60	
	6	-20～-30	9.4	377714	551000	1.459	61	
	7	-10～-20	9.2	369524	542000	1.467	63	
	8	0～-10	11.3	451810	652000	1.443	57	
		合計	80.1		平均	1.456	60	

	層番号	G.L. (cm)	層厚 (cm)	体積 V (cm^3)	重量 W (gf)	湿潤密度 ρ_t (g/cm^3)	乾燥密度 ρ_d (g/cm^3)	相対密度 Dr (%)	備考
盛土	砕石	0～10	10.0	152500	255000	—	1.672		砕石
	硅砂	10～50	40.0	460000	769000	1.672	1.454	60	ωn=15%
		合計	50.0		平均				

(g)＜Case7＞

	層番号	G.L. (cm)	層厚 (cm)	体積 V (cm^3)	重量 W (gf)	乾燥密度 ρ_d (g/cm^3)	相対密度 Dr (%)	備考
基礎地盤部	1	-70～-80	10.2	407300	590000	1.449	58	注水管あり
	2	-60～-70	9.3	373905	546000	1.460	61	
	3	-50～-60	9.3	373333	544000	1.457	61	
	4	-40～-50	10.6	422286	607000	1.437	55	
	5	-30～-40	9.8	392381	568000	1.448	58	
	6	-20～-30	10.4	417714	601000	1.439	56	
	7	-10～-20	9.8	391429	569000	1.454	60	
	8	0～-10	11.0	438286	631000	1.440	56	
		合計	80.4		平均	1.448	58	

	層番号	G.L. (cm)	層厚 (cm)	体積 V (cm^3)	重量 W (gf)	湿潤密度 ρ_t (g/cm^3)	乾燥密度 ρ_d (g/cm^3)	相対密度 Dr (%)	備考
盛土	砕石	0～10	10.0	205000	340000	－	1.659		砕石
	硅砂	10～50	40.0	520000	872000	1.677	1.458	61	ωn=15%
		合計	50.0		平均				

第4章　まとめ

本研究では、基礎地盤の液状化による河川堤防の変形抑止工法の一である鋼材を用いた対策工法を対象とし、その設計法の妥当性を検討すると共により合理的な設計法の確立に資する知見を得ることを目的として、大型模型振動台実験を行った。実験では、盛土法尻に普通矢板または排水機能付き矢板対策工を打設した模型地盤の振動実験を行い、設計上の重要なファクターである矢板に作用する力と地盤バネに特に着目し、それらに及ぼす矢板剛性、法面勾配、入力地震動振動、排水機能の影響を詳細に調べた。その結果、以下の結論を得た。すなわち、

(1) 無対策のケース、並びに対策を施した各ケースにおいて、水平地盤部は過剰間隙水圧が初期有効上載圧に達し、全層が液状化した。一方盛土直下では、水平地盤部よりも振動によって発生する過剰間隙水圧は小さく、この領域での地盤の剛性がある程度保持される。

(2) 矢板を打設することにより、盛土直下の過剰間隙水圧は大きくなることが観察された。これは、加振中変形がある程度進んだ時点では、矢板により盛土直下地盤のさらなる側方変位が拘束され、液状化の程度が強くなるためであると考えられる。しかしながら、盛土の沈下量は矢板を打設することにより、最大で 60%沈下量が減少した。これより、盛土直下の液状化の程度が大きくなり、液状化後の鉛直方向の一次元的な圧縮量が増すことよりも、矢板により盛土直下地盤の側方流動量を抑止することが有効であることが明らかとなった。

(3) 振動中に矢板に作用する土圧の漸増成分、すなわち土圧時刻歴の山と谷の平均値は、現行の設計法で定められている設計荷重よりも小さく、現行設計法が安全側の設計を行うことを示した。実験で観測された矢板に水平地盤側から作用する土圧の漸増成分は、液状化した水平地盤の水平全応力と概ね等しく、設計荷重とも等しい。しかしながら、盛土側地盤から矢板に作用する土圧漸増成分は、深さによらず設計荷重よりも小さく、盛土側と水平地盤が土圧の差である矢板に作用する正味の土圧は設計荷重を下回る。液状化層を弾性定数一様で非圧縮の弾性体と仮定し、地盤表面に盛土荷重を作用させて矢板に作用する土圧を有限要素解析によって求めた結果、実験で得られた、十分に加振された後の終局的な作用土圧（漸増成分）と良い一致を示し、比較的簡便な弾性解析によって矢板に作用する土圧を評価することができることを示した。

(4) 振動中に矢板に作用する土圧振幅は、地盤が液状化することによって急増し、地盤の液状化後は入力加速度にほぼ比例することがわかった。また、土圧振幅は矢板の曲げ剛性に強く依存し、曲げ剛性が大きいほど土圧振幅が大きくなり、盛土法面勾配の影響は比較的小

さい。次元解析から得られた無次元化した土圧と無次元化した矢板剛性にはユニークな関係が認められた。さらに実測された土圧振幅は現行設計荷重の 1/3～1/10 程度であり、現行設計法の土圧振幅が過度に安全側となっていることを明らかにした。

(5) 盛土底面の沈下量を底面に沿って積分して求めた沈下面積は、矢板の側方変位面積と良い相関が認められ、矢板の変位面積から盛土の沈下量を推定する現行設計法の照査法がある程度妥当であることをが明らかとなった。

(6) 矢板の水平地盤側に排水部材を取り付けた振動実験を行った結果、矢板近傍の過剰間隙水圧はある程度減少し、矢板の曲げひずみも低減することが観察された。現行の設計法で用いられている排水部材によるひずみ低減効果の評価法は、相当に危険側の評価を与える可能性がある。

謝辞

本調査研究は、関東地方建設局からの委託を受けて実施したものである。関係各位に謝意を表する。また、3.6 節「排水機能の効果」をまとめるにあたり、(財)先端建設技術研究センター、(社)鋼管杭協会には数多くの貴重なご意見を頂いた。ここに記して謝意を表する。

参考文献

1) 河川構造物地震対策技術検討委員会報告書、平成８年３月
2) Kimura,T., Takemura,J., Hirooka,A., Okamura,M. and Matsuda,T.(1995) : Countermeasures against liquefaction of sand deposits with structures, Preprint Volume of Proc. 1st Int. Conf. On earthquake geotechnical engineering,pp.163-184
3) 村松、林、北条、藤井(1996) : 重力場と遠心力場における振動実験の比較、第３１回地盤工学研究発表会発表講演集、pp.1195-1196
4) Iai,S.(1989):Similitude for shaking table tests on soil-structure-fluid model in 1g gravitational field, Soils and Foundation, Vol.29, No.1, pp.105-118
5) 田中、喜田(1995) : 鋼矢板による液状化対策に関する振動台実験、第３０回土質工学研究発表会発表講演集、pp.1077-1078
6) 松尾、堤、田中、喜田、飯田(1996) : 液状化対策としての盛土法尻に打設する鋼矢板壁の設計計算法に関する一考察、第３１回土質工学研究発表会発表講演集、pp.1193-1194
7) 田中、喜田、松尾、堤(1996) : 盛土の液状化対策として用いる締め切り鋼矢板の挙動に関する振動台実験、土木学会第５１回年次学術講演会講演概要集、pp.270-271
8) 布川、広岡、桑野、竹村、龍田、原田(1995) : 砂地盤上の既設盛土の液状化対策に関する研究、土木学会第５０回年次学術講演会講演概要集、pp.546-547
9) 布川、高橋、神田、竹村(1997) : 液状化対策工としての締め切り矢板工法の効果、第３２回地盤工学研究発表会発表講演集、pp.1013-1014
10) 布川、大春、高橋、竹村(1997) : 地震時盛土締め切り鋼矢板の挙動、第３２回地盤工学研究発表会発表講演集、pp.1015-1016
11) 酒見、末岡、森川、中川、長山(1997) : 鋼矢板と排水パイプを併用した地盤補強工法の振動台実験、土木学会第５２回年次学術講演会講演概要集、
12) Kita, H., Iida, T., Nishitani, M. and Noda, S. (1992) : Experimental study on countermeasures for liquefaction by steel piles with drain, Proc. 10th World Conference on Earthquake Engineering, 1701-1706
13) 地震予知総合研究振興会(1992) : 排水機能付き鋼材を用いた液状化対策としての設計ガイドライン
14) Dobry, R., Taboada,V. and Liu,L. (1995):Centrifuge modeling of liquefaction effects during earthquake, Preprint Volume of Proc. 1st Int. Conf. On earthquake geotechnical engineering, pp.129-162

15) 喜田、西谷、飯田(1991)：模型液状化地盤の地震時土圧に関する振動台実験、土木学会第４６回年次学術講演会講演概要集、pp.222-223

16) Ishihara, K.(1985): Stability of natural deposits during earthquakes, Proc. 11th ICSMFE, Vol.1,pp.362

17) 吉見(1985)：砂地盤の液状化、技報堂

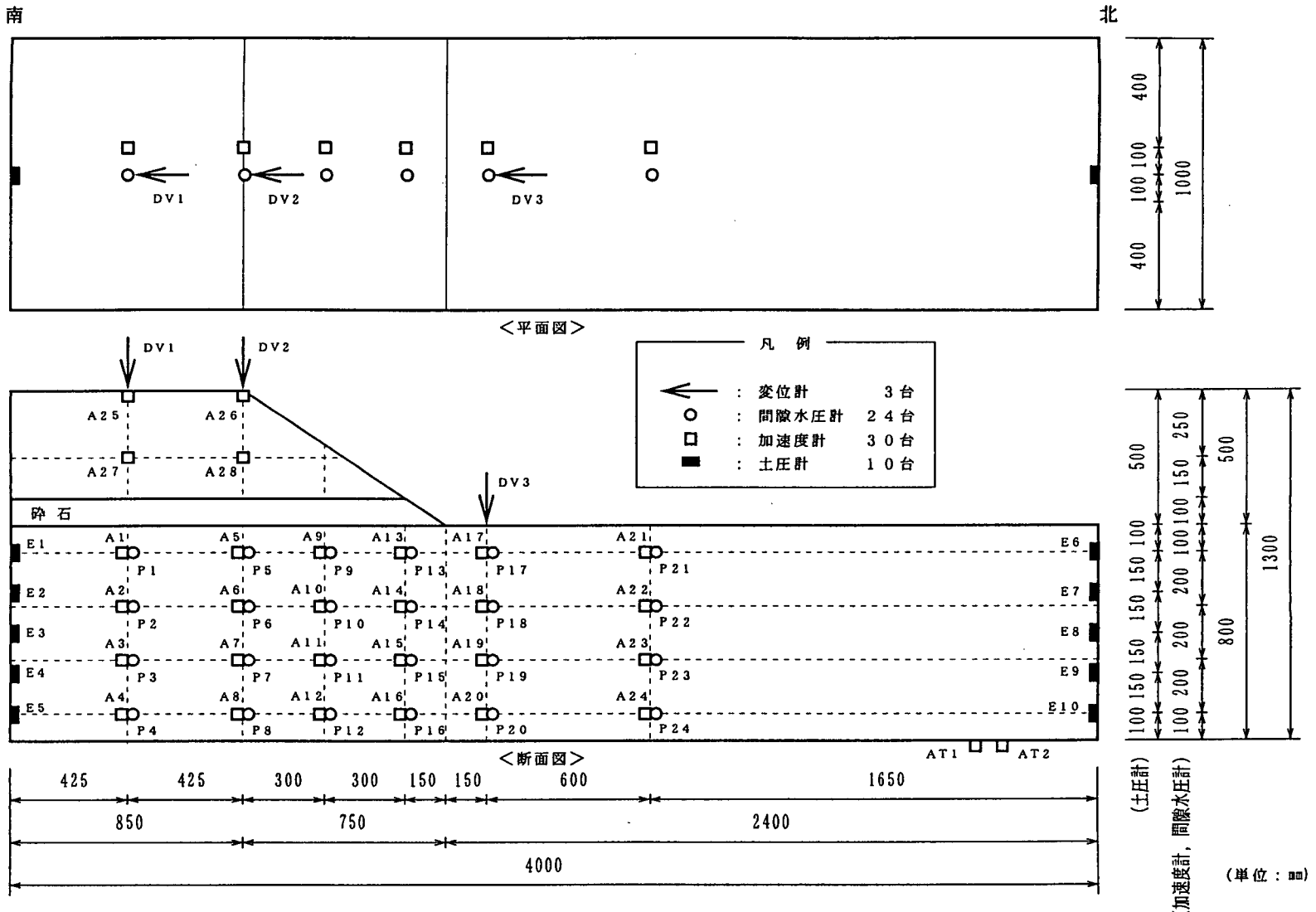
18) Shibata,T., Sato,T., Uzuoka,R., Oka,F., Yashima,A. and Kato,M.(1991) : FEM-DEM coupled liquefaction analysis of a fluid saturated ground, Proc. IACMAG 91, Vol.2, pp.869-874

19) 建設省土木研究所動土質研究室(1997)：河川堤防の液状化対策工法設計施工マニュアル(案)、土木研究所資料第3513号

時 刻 歴 図

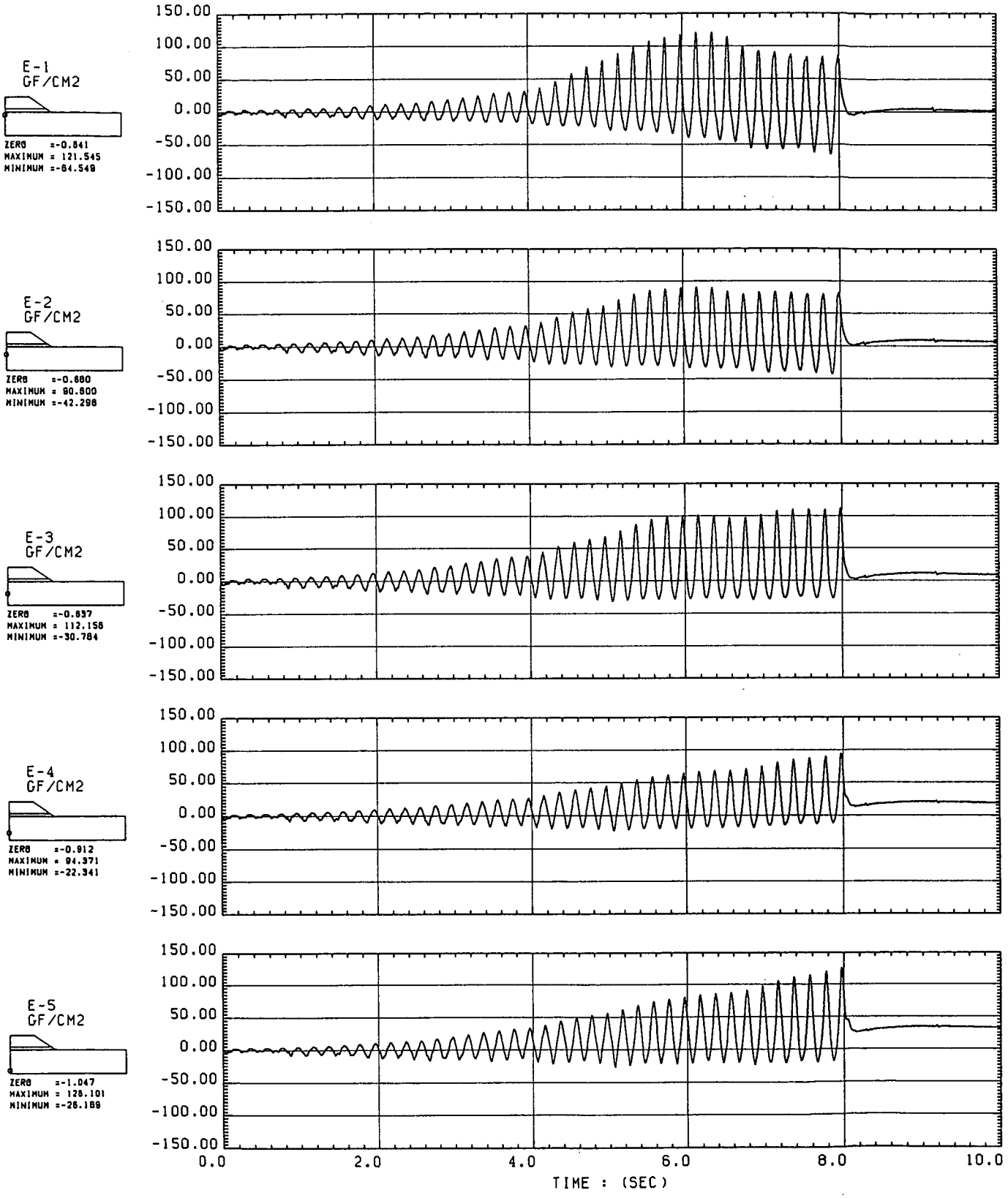
実験ケース	ページ
Case1	115～142
Case2	143～182
Case3	183～222
Case4	223～266
Case5	267～306
Case6	307～346
Case7	347～386

Case1

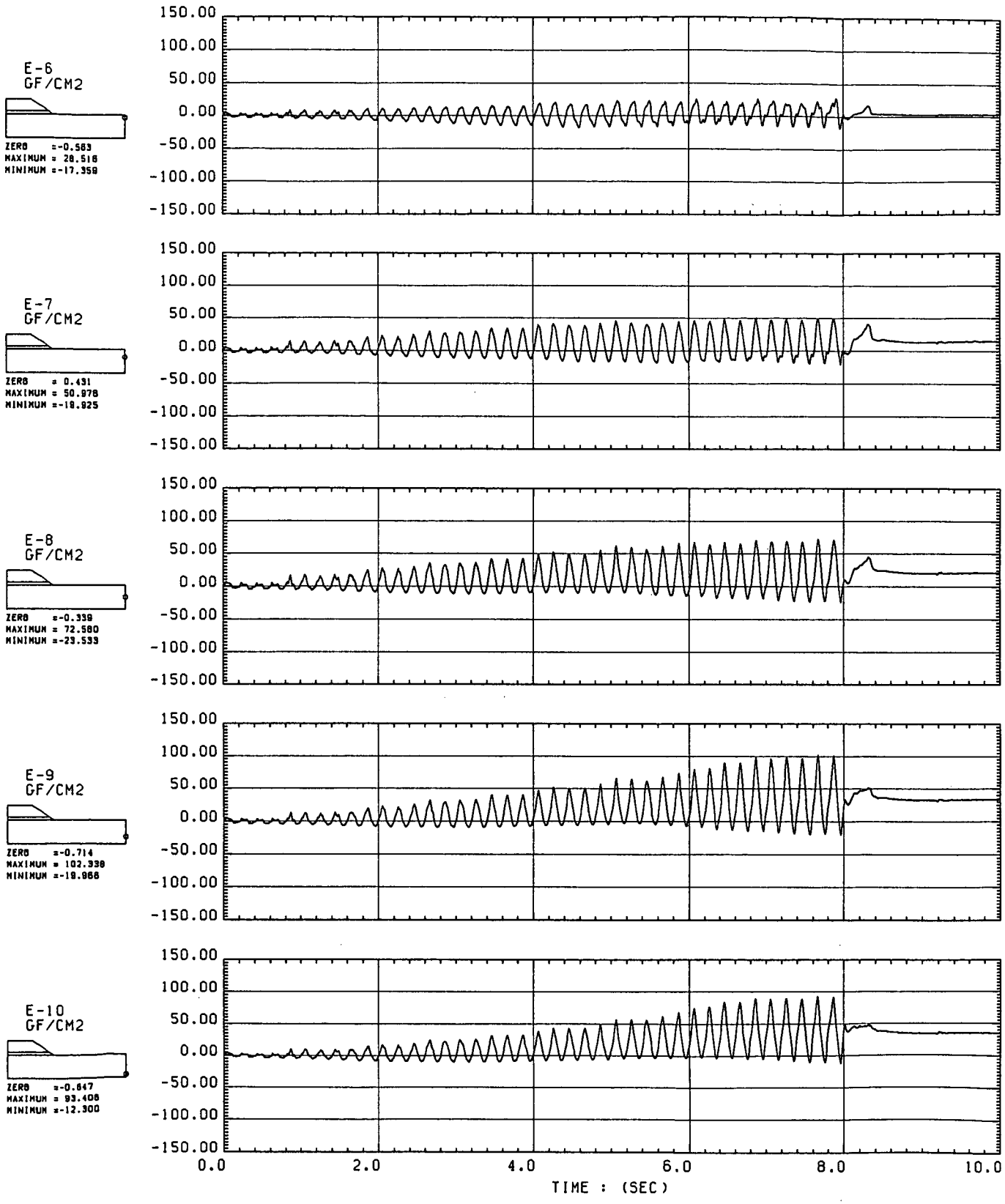


地盤の計測器設置位置

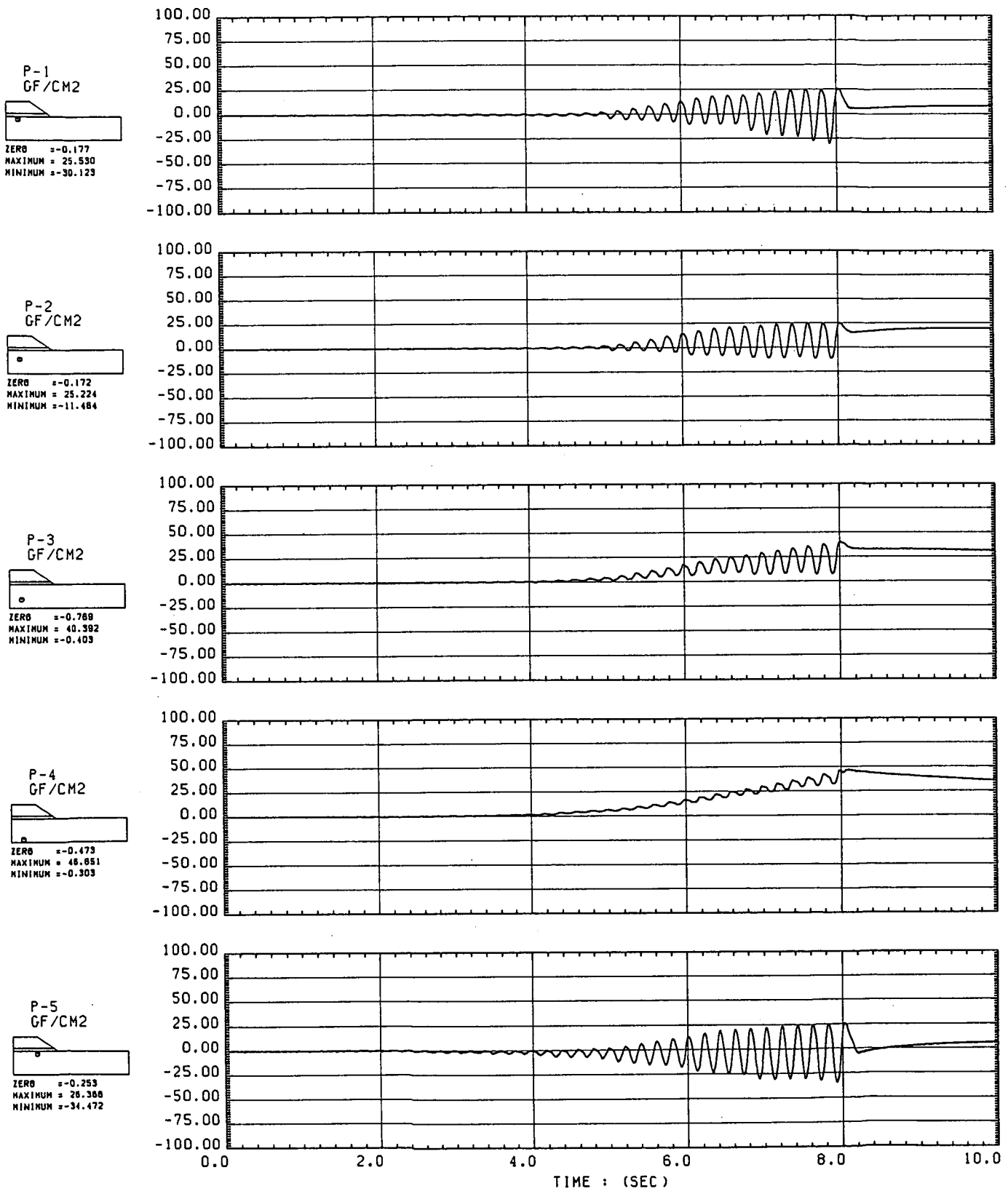
CASE1-1 STEP1 (400GAL/5HZ)



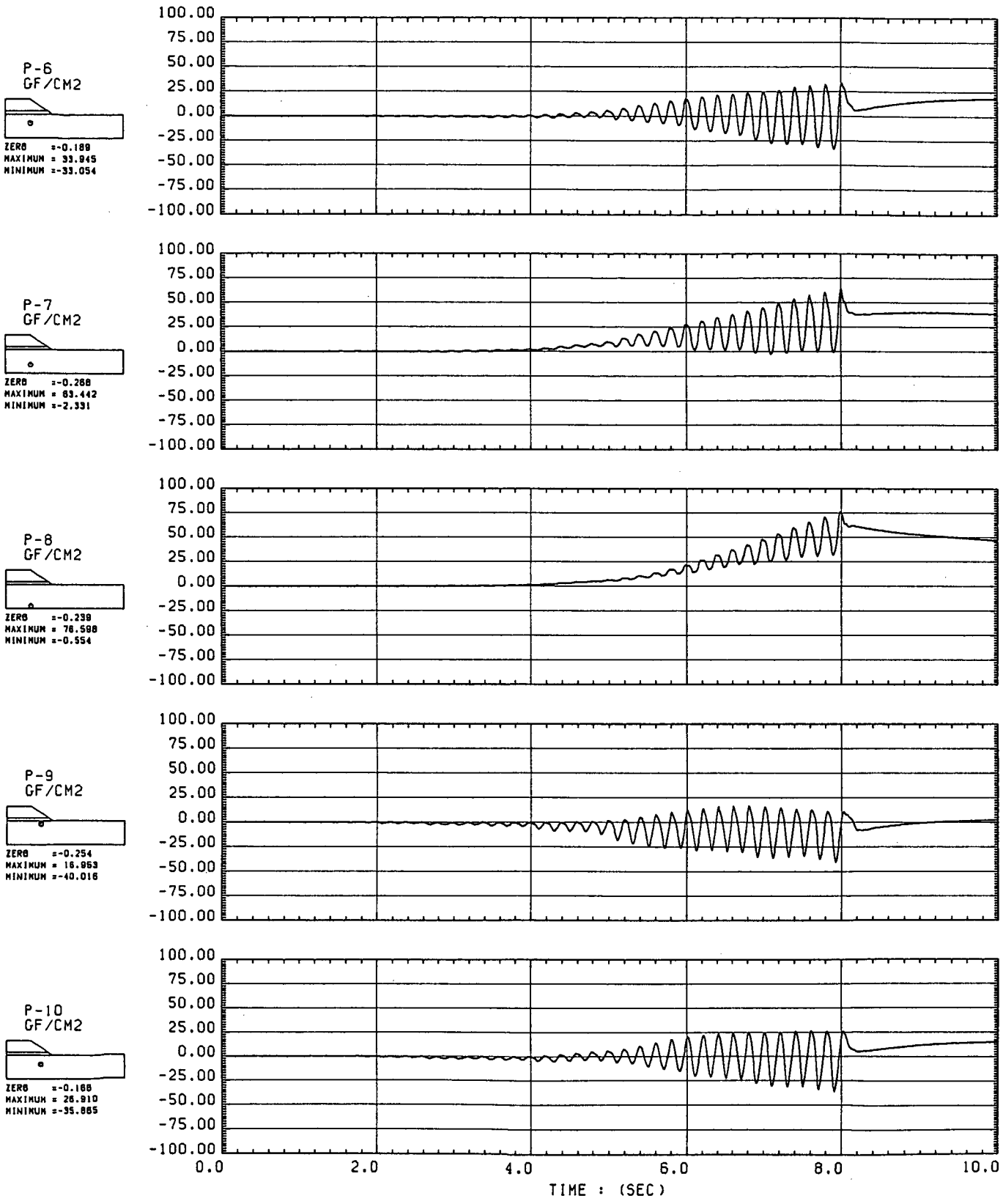
CASE1-1 STEP1 (400GAL/5HZ)



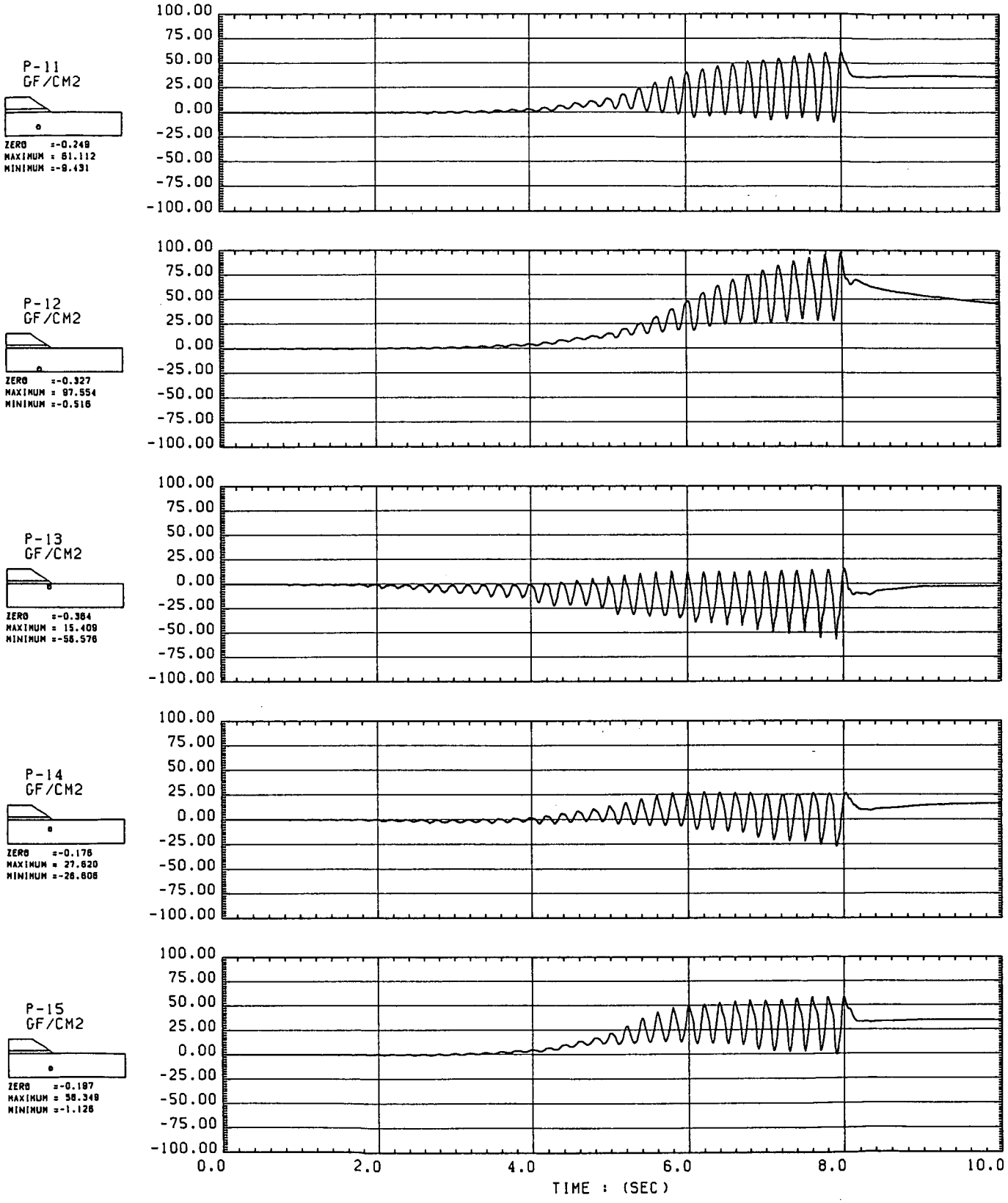
CASE1-1 STEP1 (400GAL/5HZ)



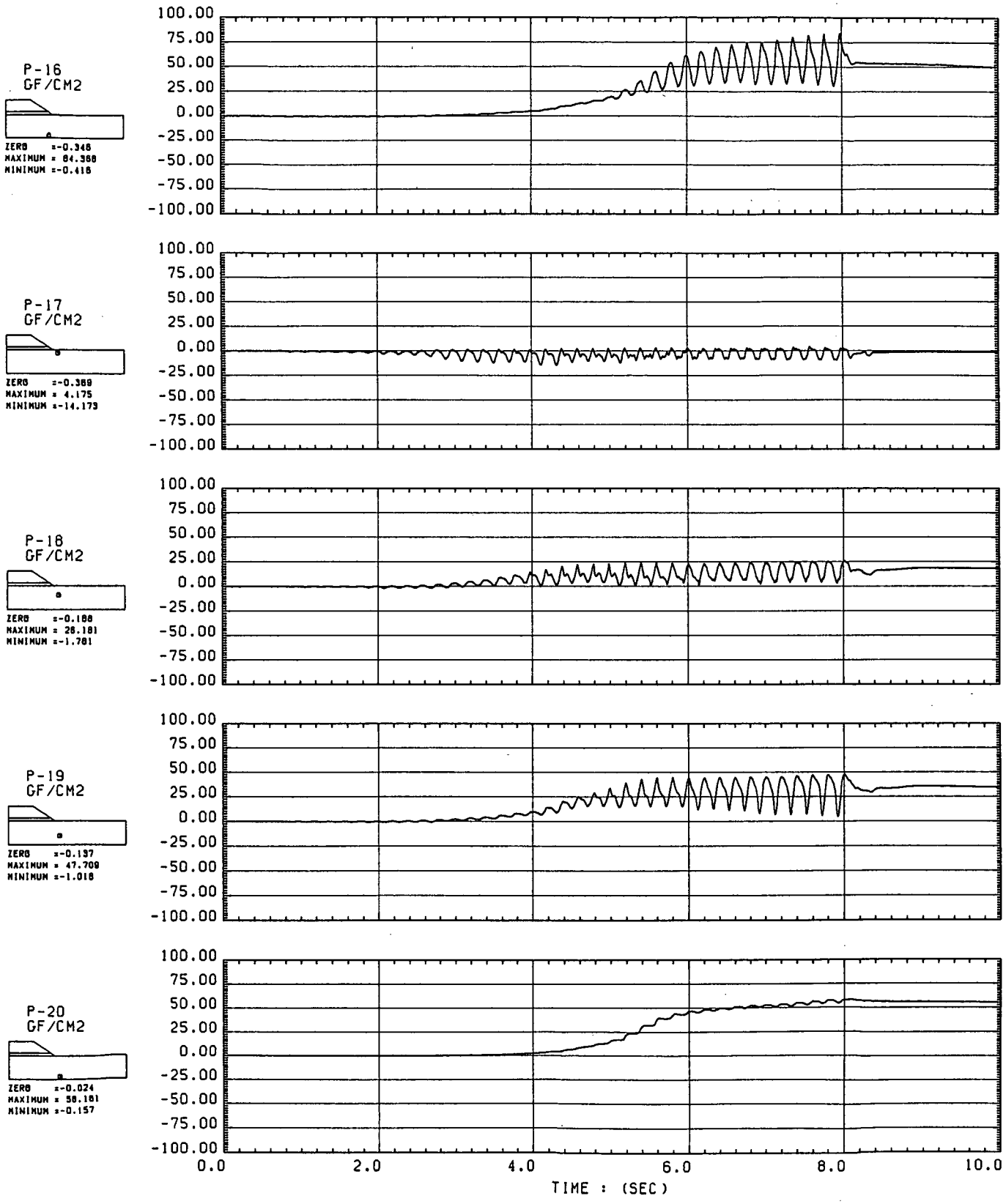
CASE1-1 STEP1 (400GAL/5HZ)



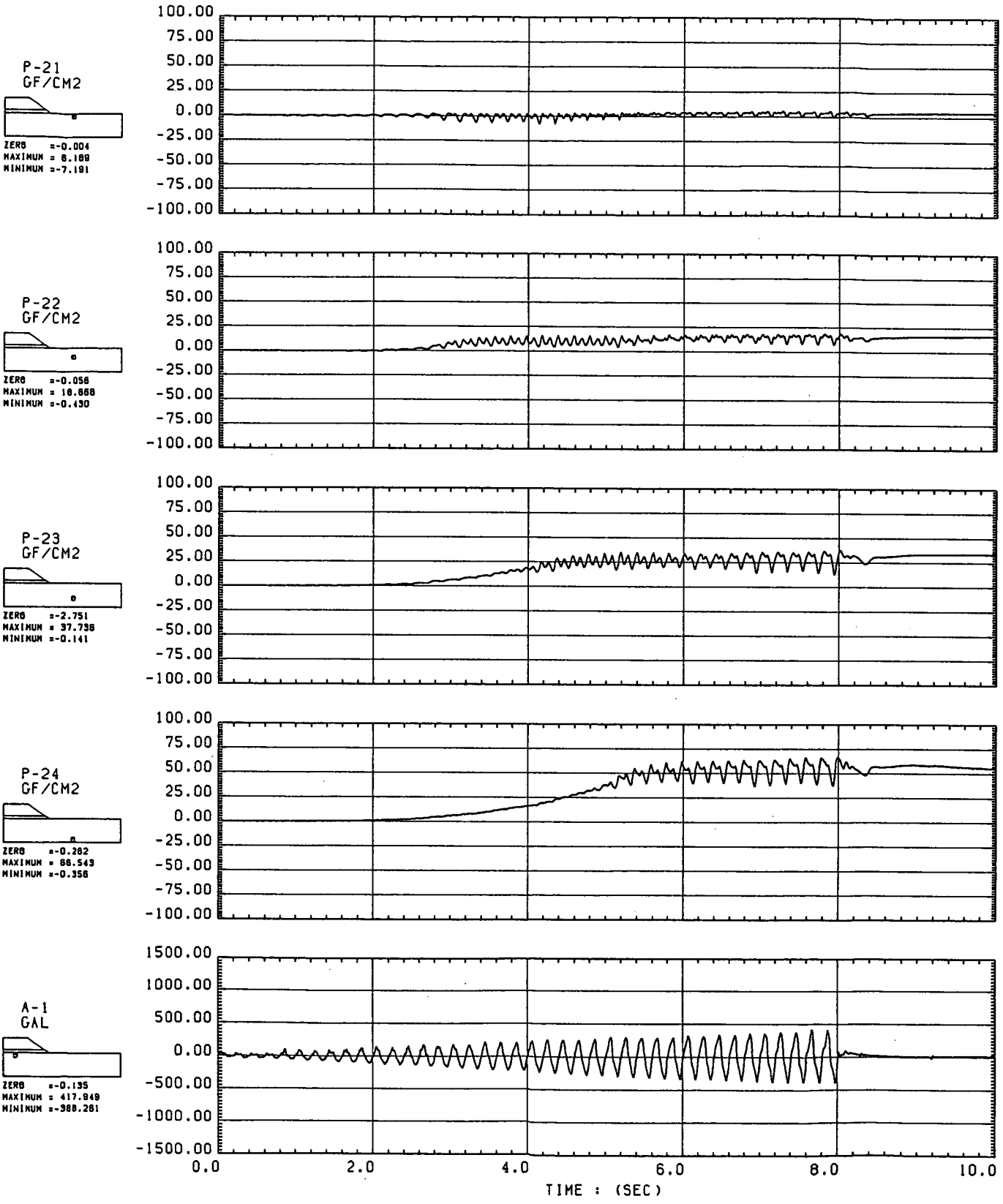
CASE1-1 STEP1 (400GAL/5HZ)



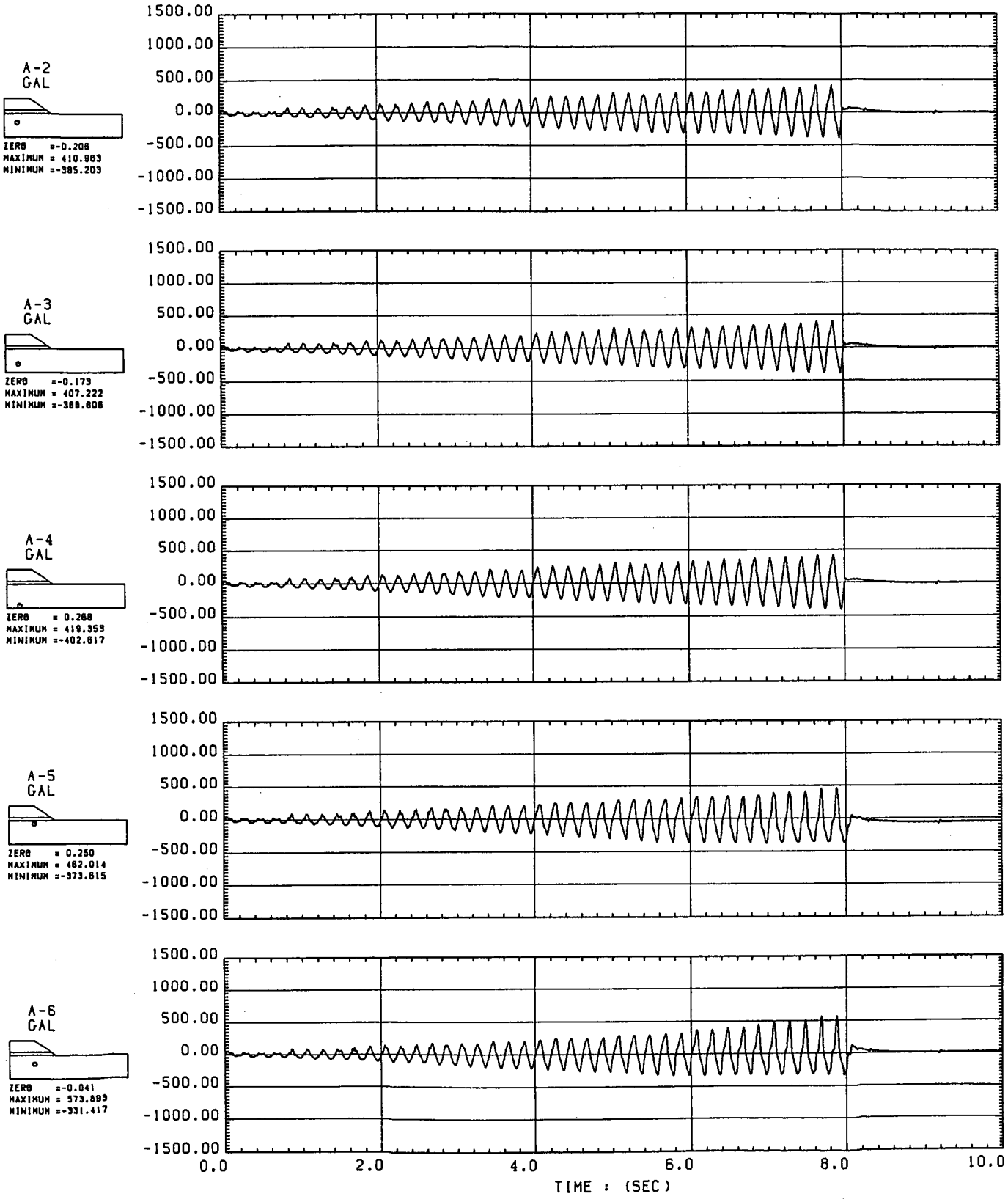
CASE1-1 STEP1 (400GAL/5HZ)



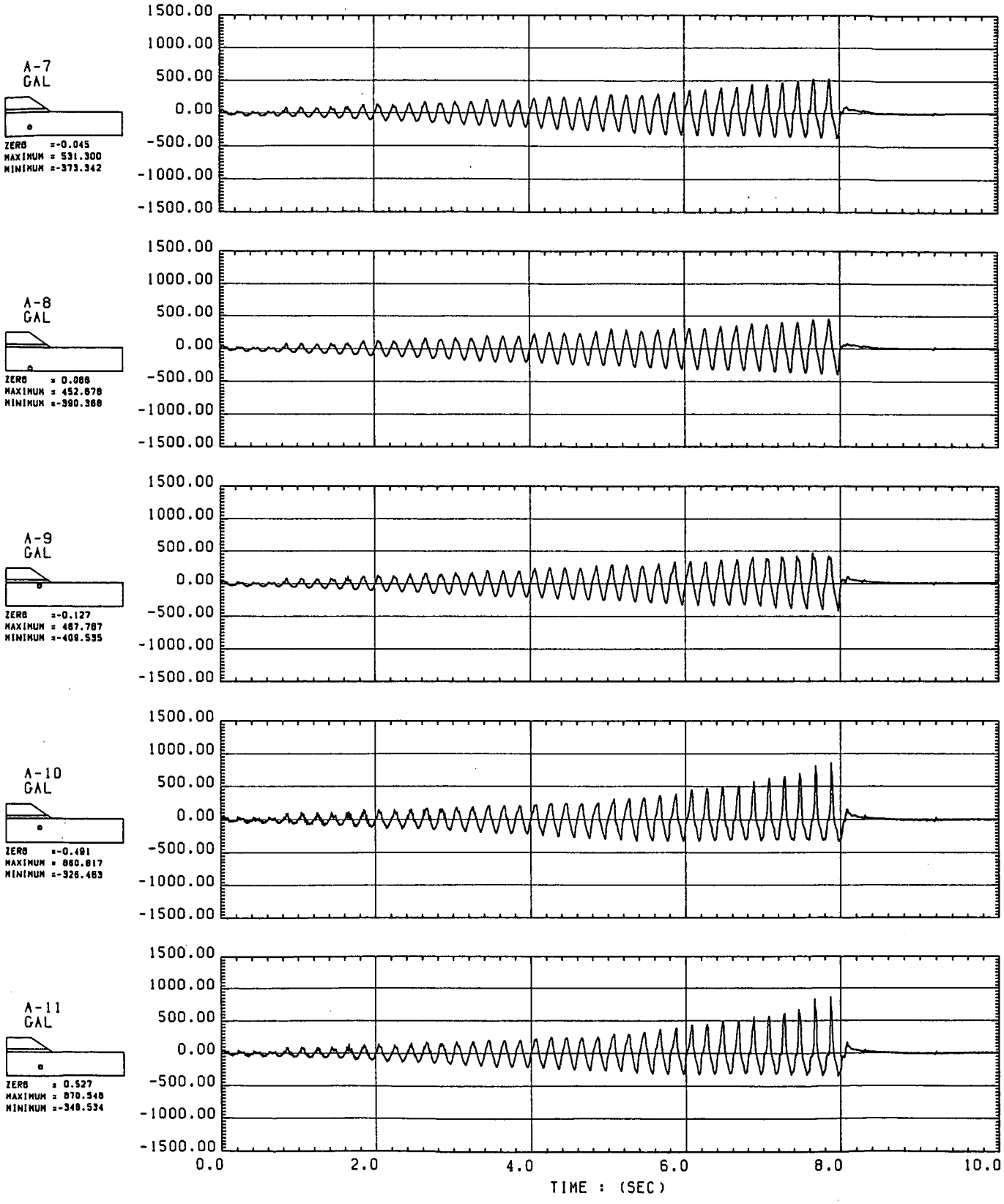
CASE1-1 STEP1 (400GAL/5HZ)



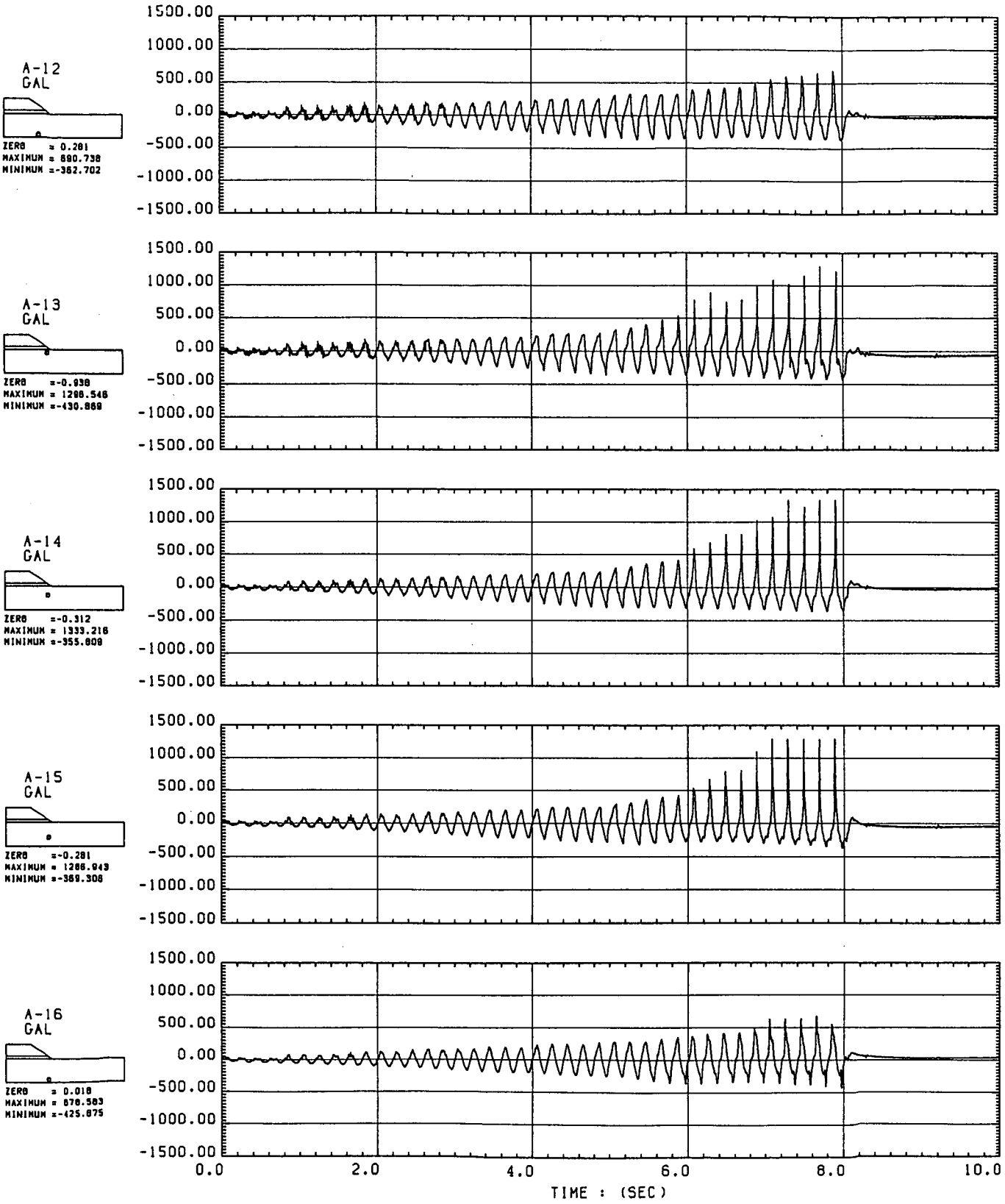
CASE1-1 STEP1 (400GAL/5HZ)



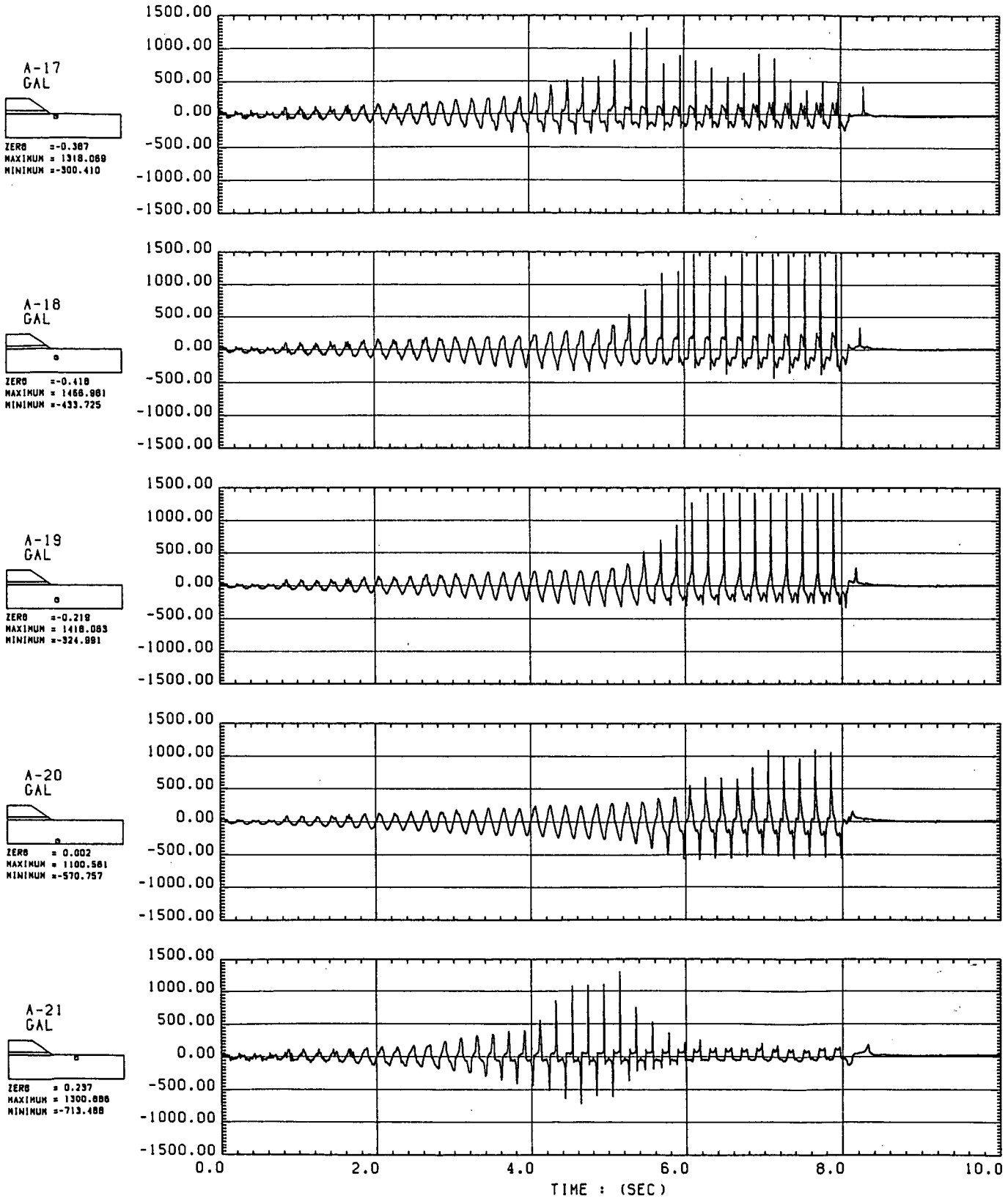
CASE1-1 STEP1 (400GAL/5HZ)



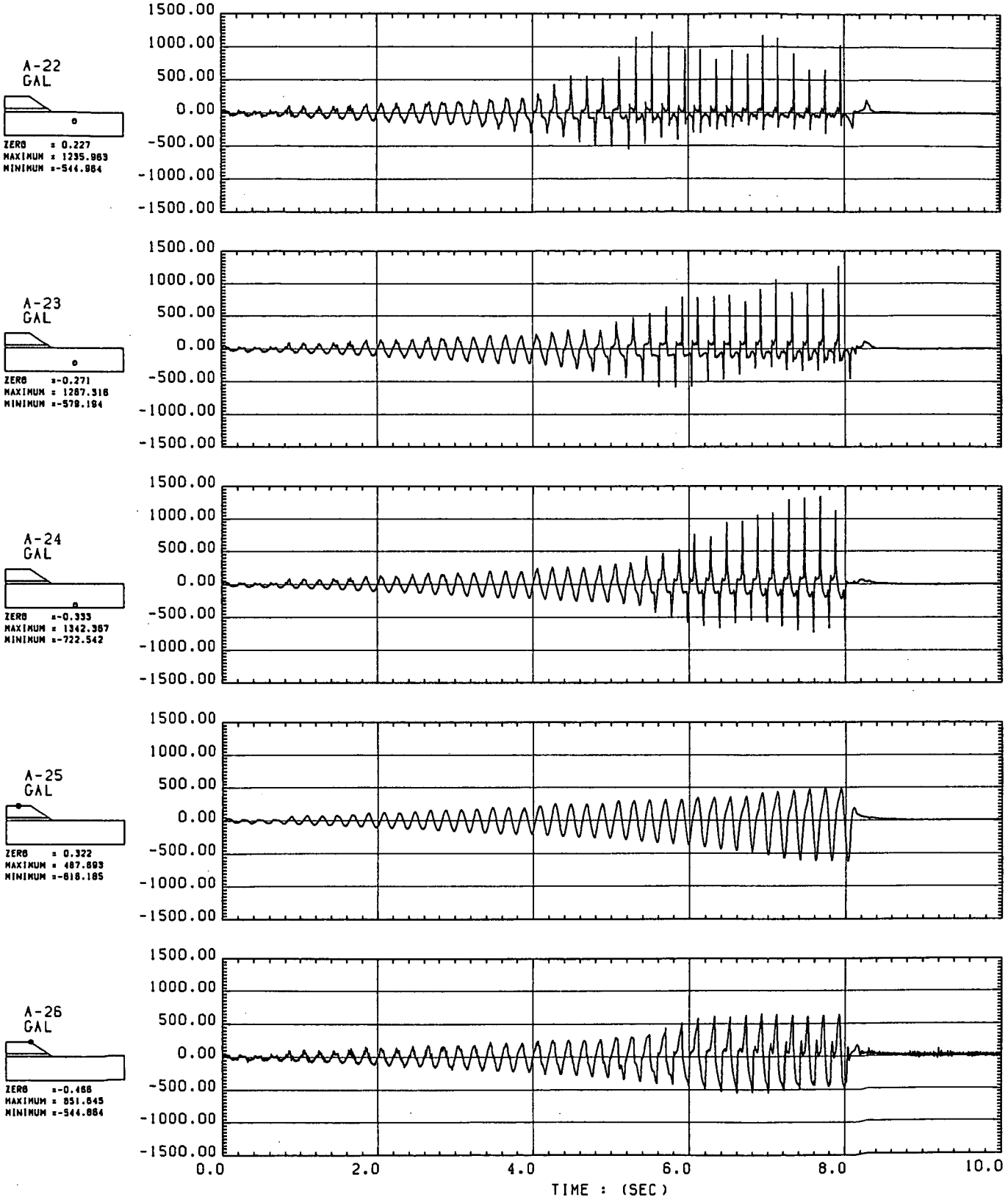
CASE1-1 STEP1 (400GAL/5HZ)



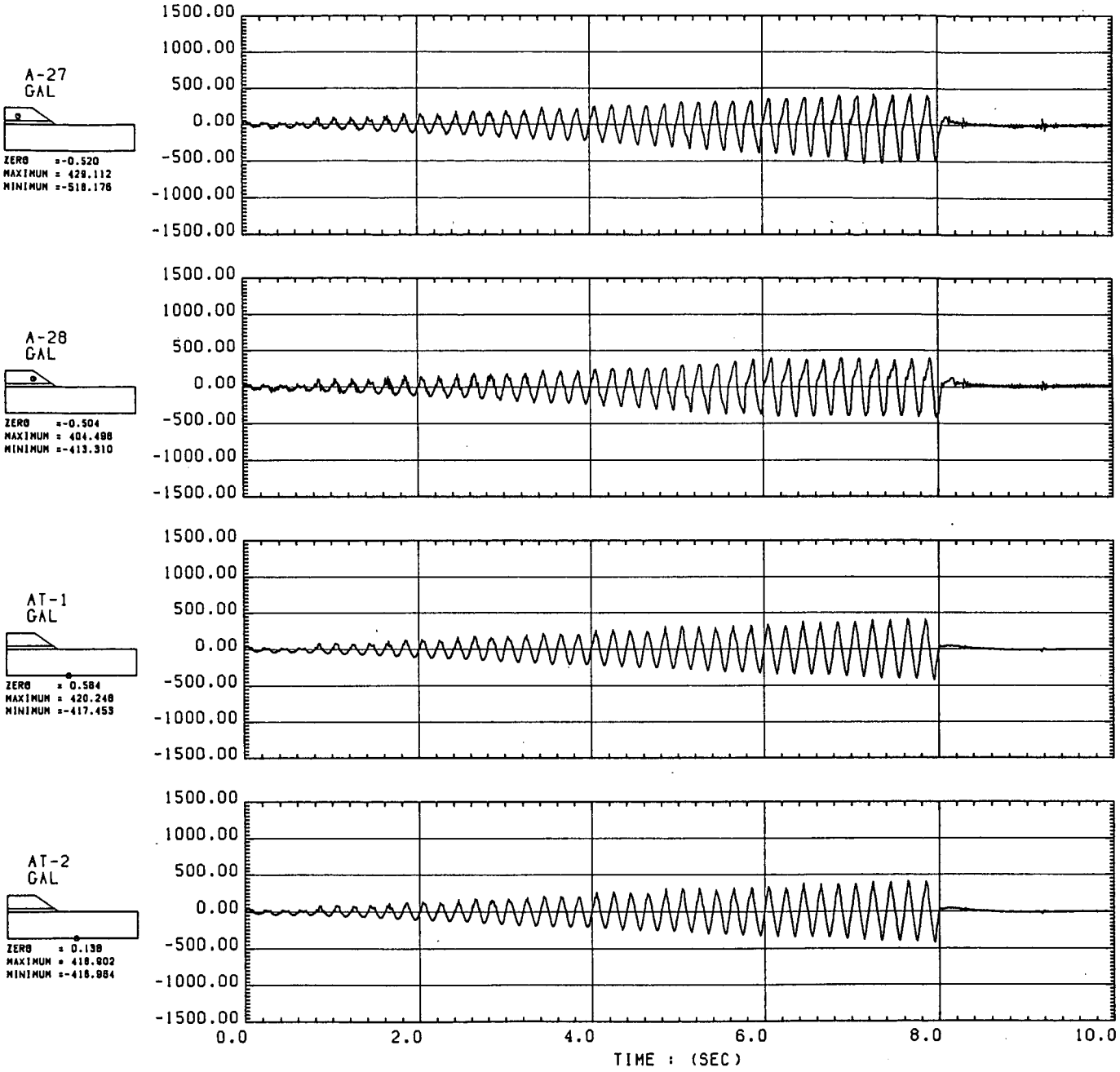
CASE1-1 STEP1 (400GAL/5HZ)



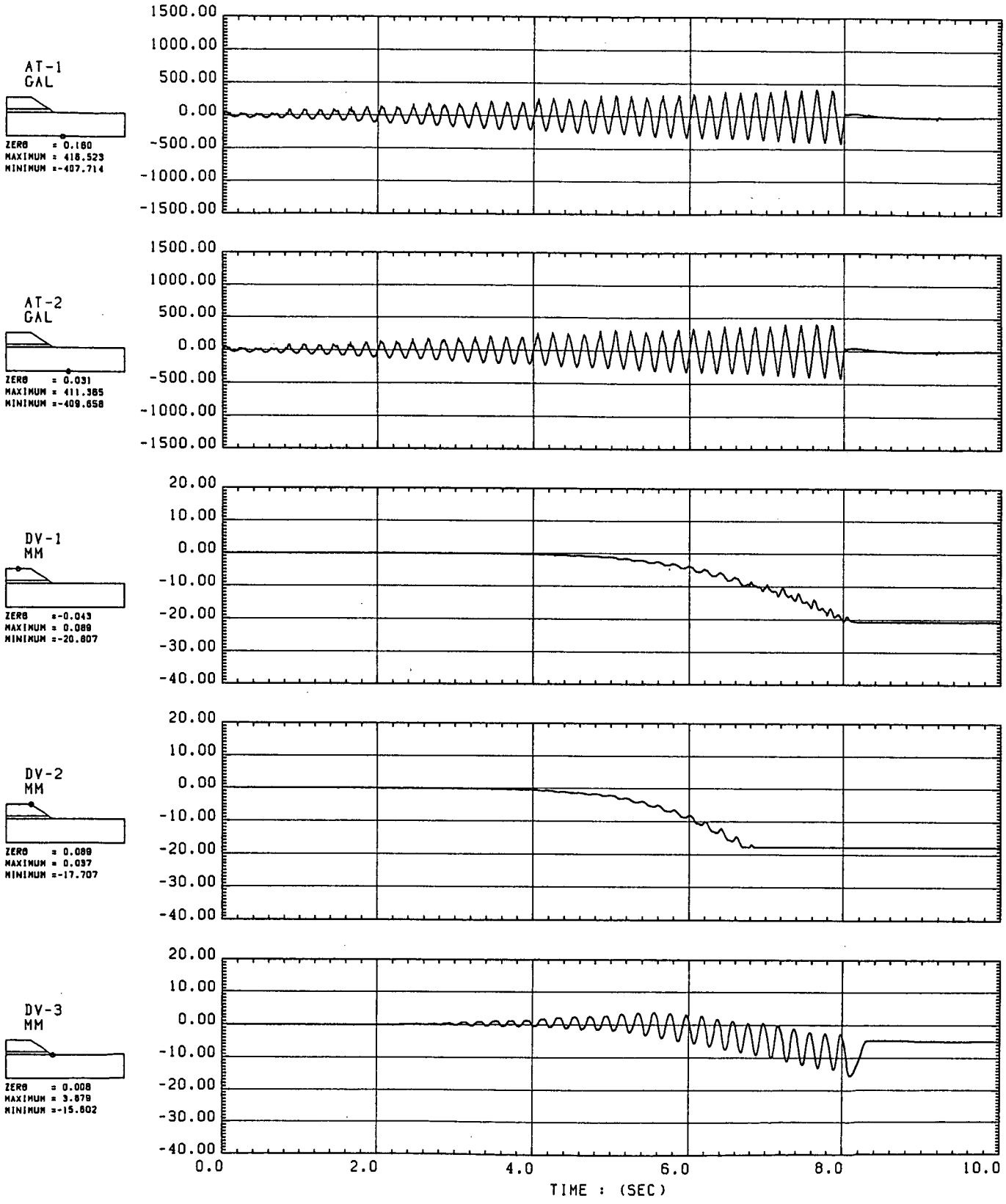
CASE1-1 STEP1 (400GAL/5HZ)



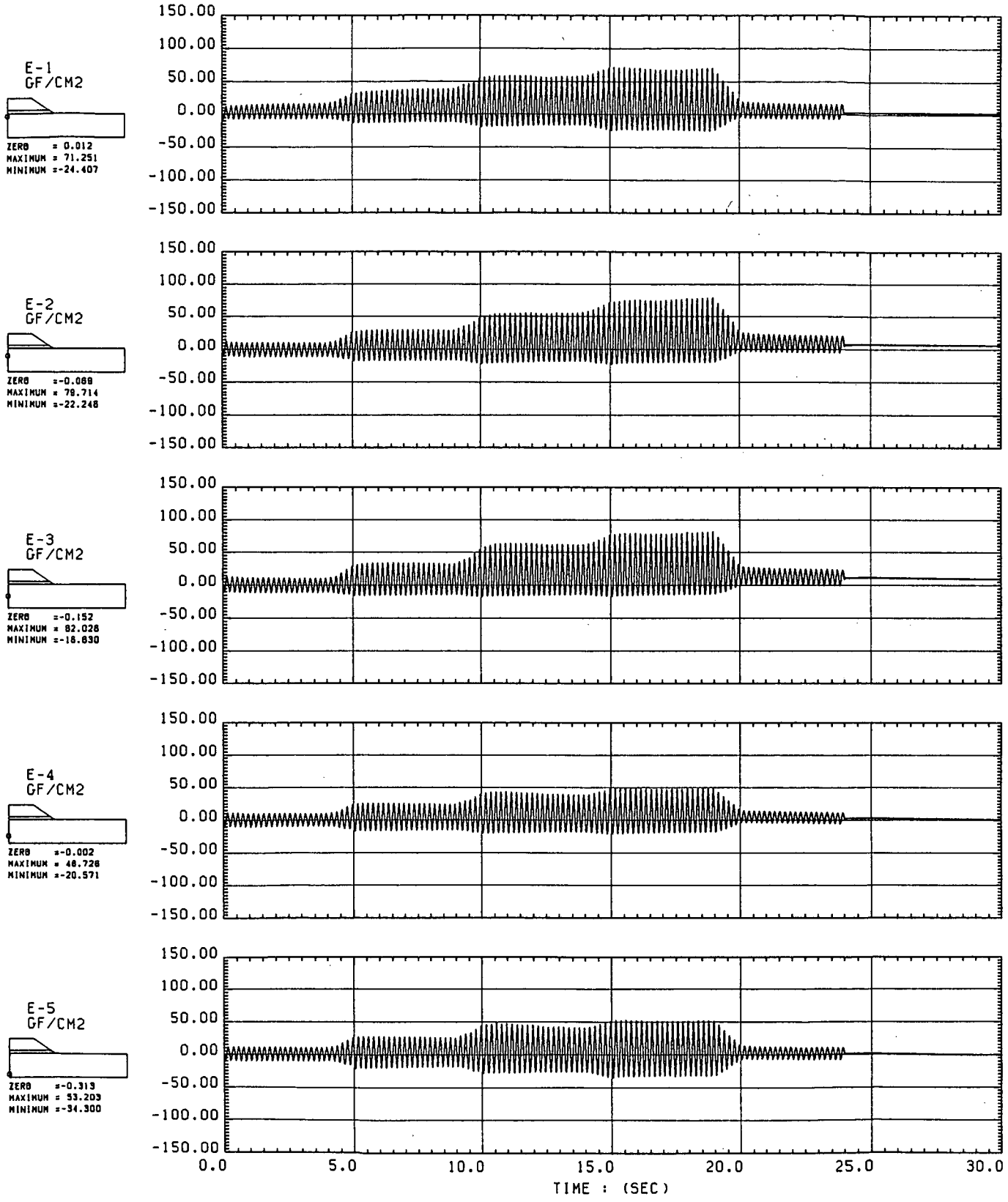
CASE1-1 STEP1 (400GAL/5HZ)



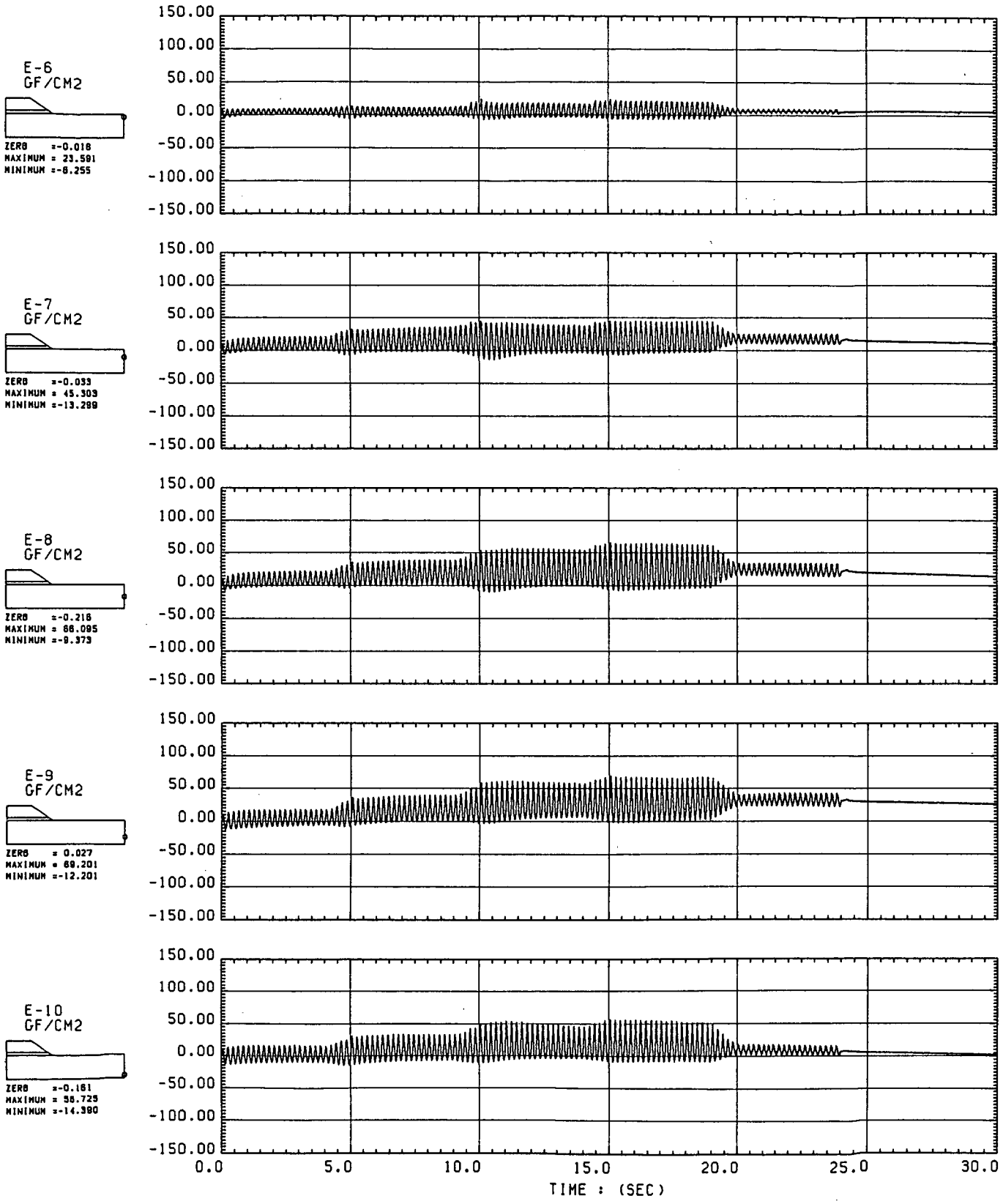
CASE1-2 STEP1 (400GAL/5HZ)



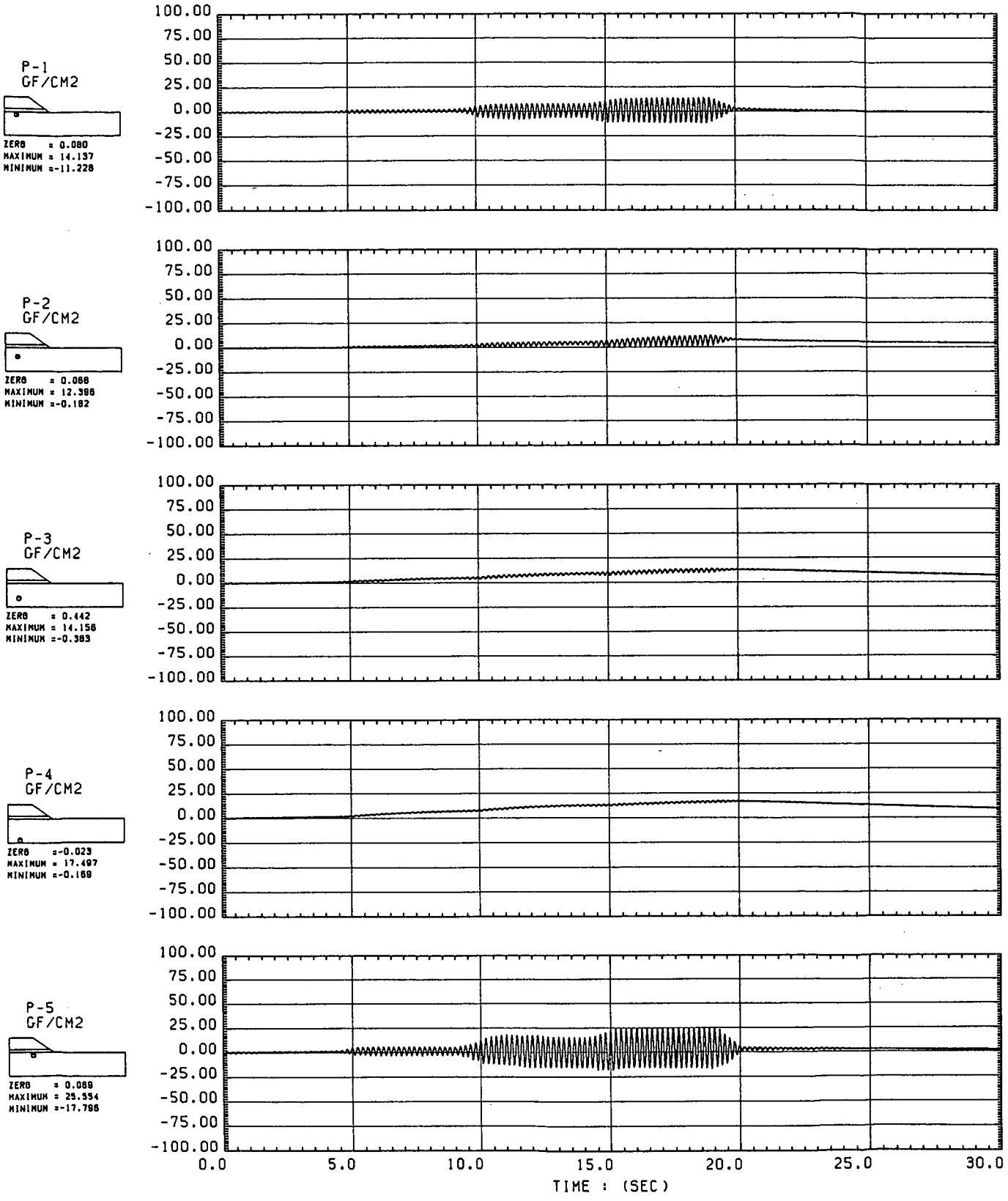
CASE1-1 STEP2 (300GAL/5HZ)



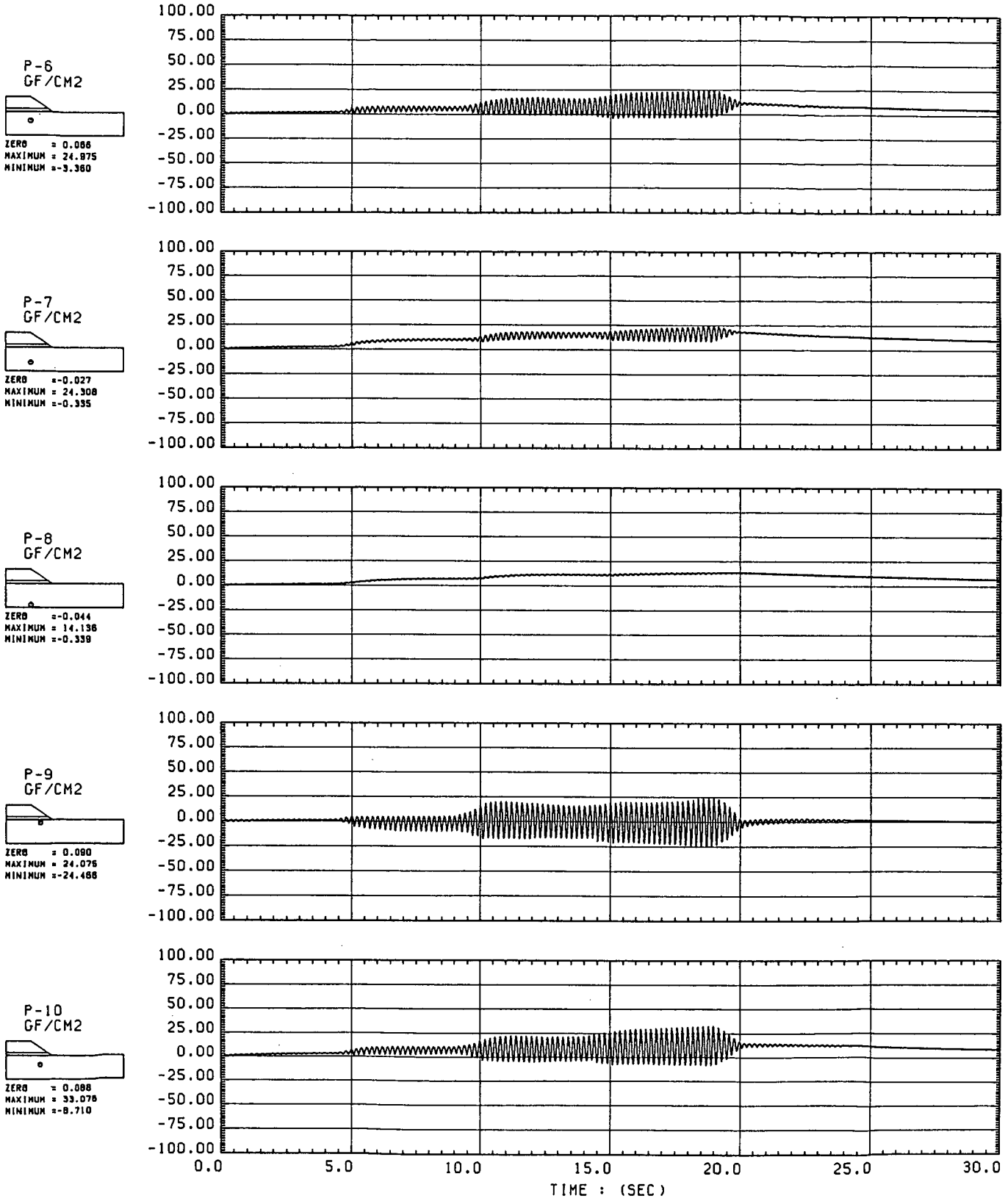
CASE1-1 STEP2 (300GAL/5HZ)



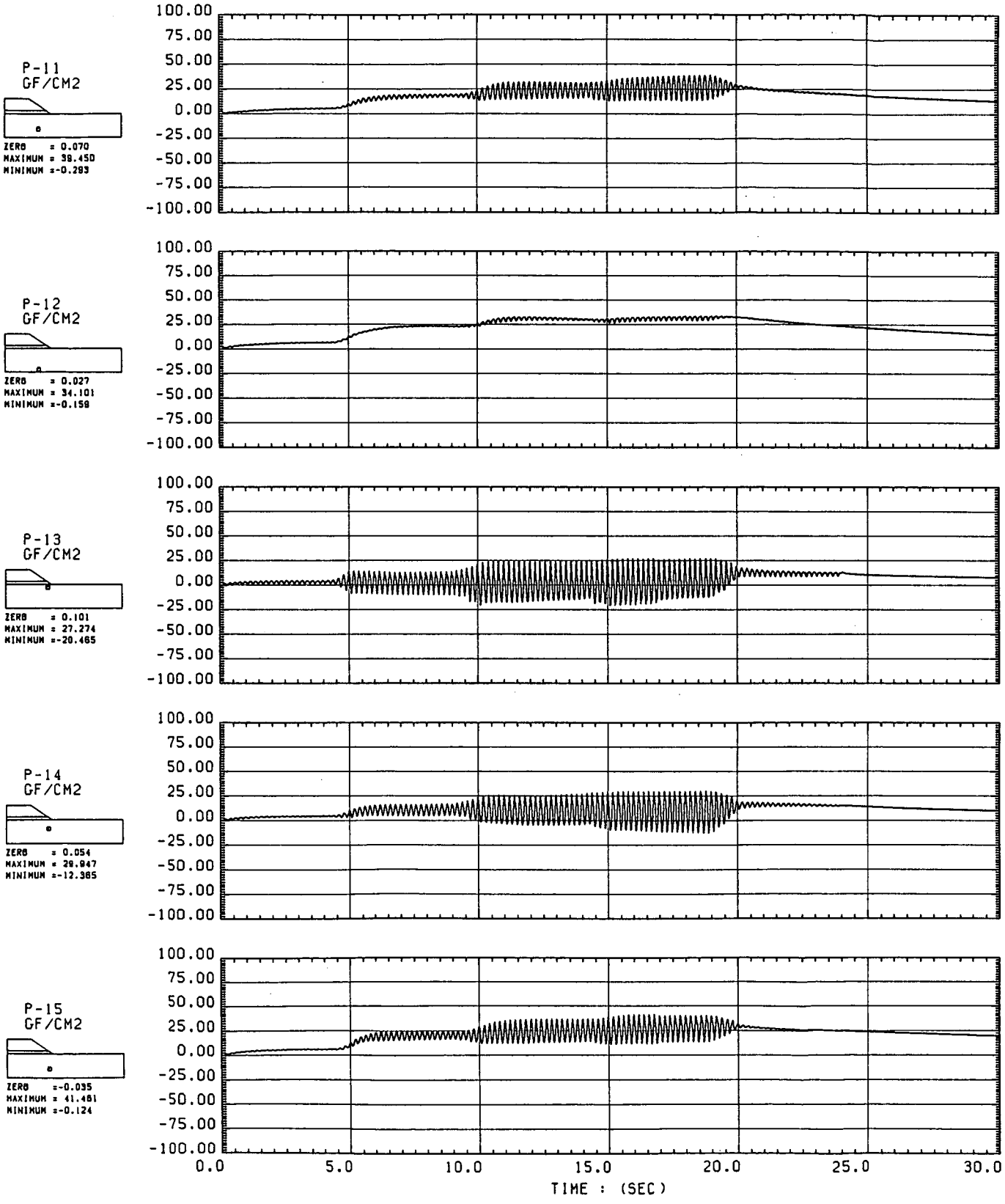
CASE1-1 STEP2 (300GAL/5HZ)



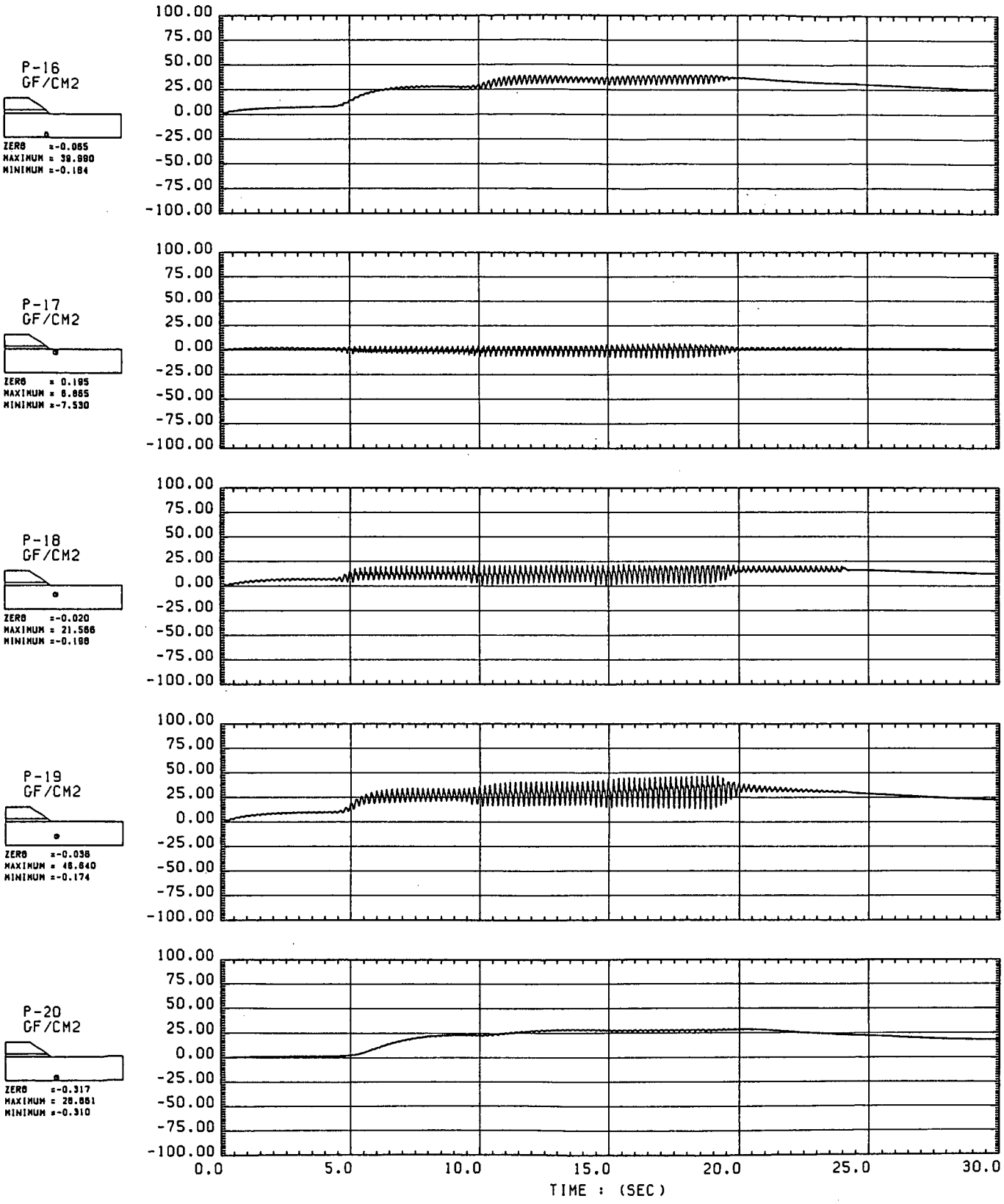
CASE1-1 STEP2 (300GAL/5HZ)



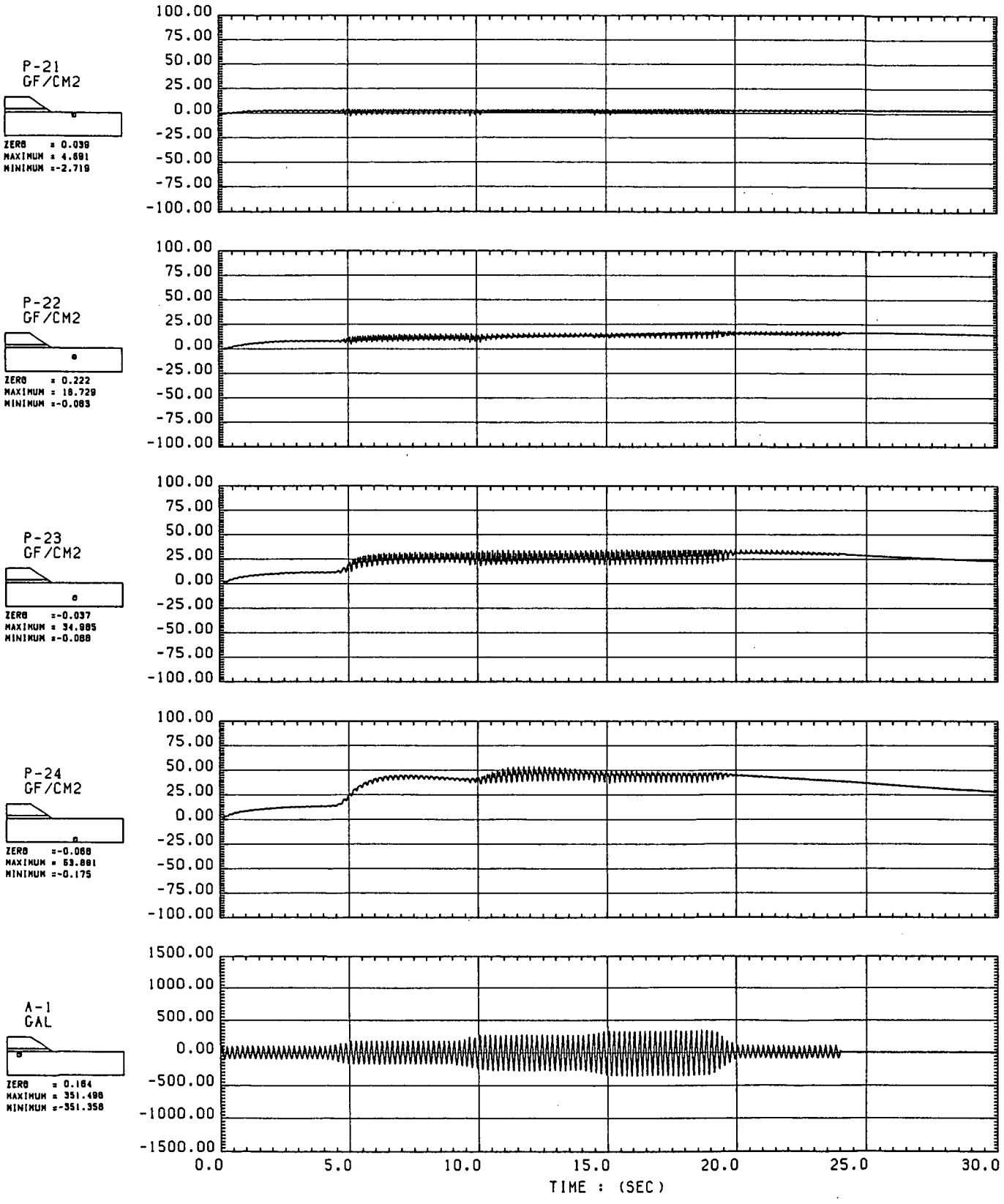
CASE1-1 STEP2 (300GAL/5HZ)



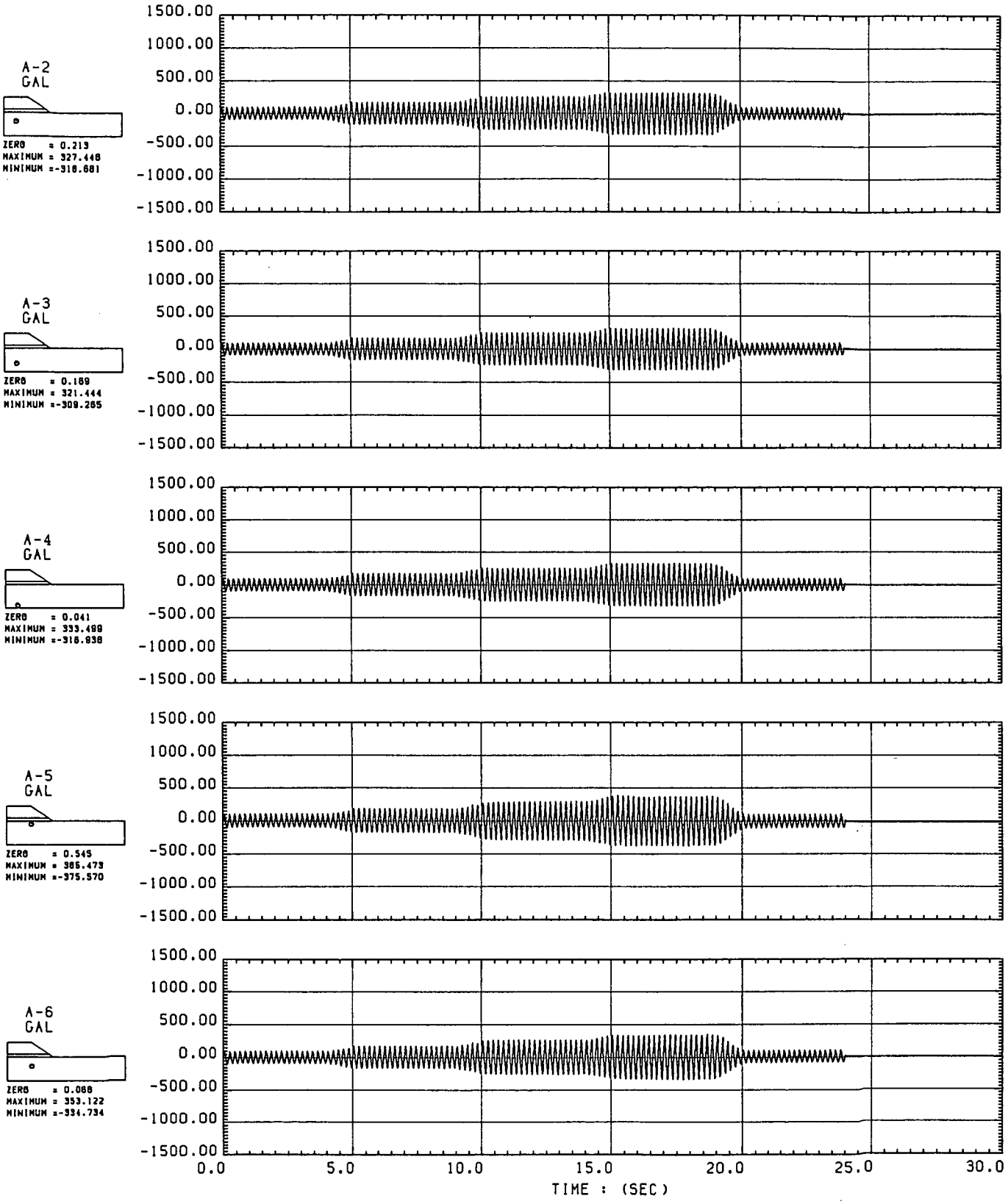
CASE1-1 STEP2 (300GAL/5HZ)



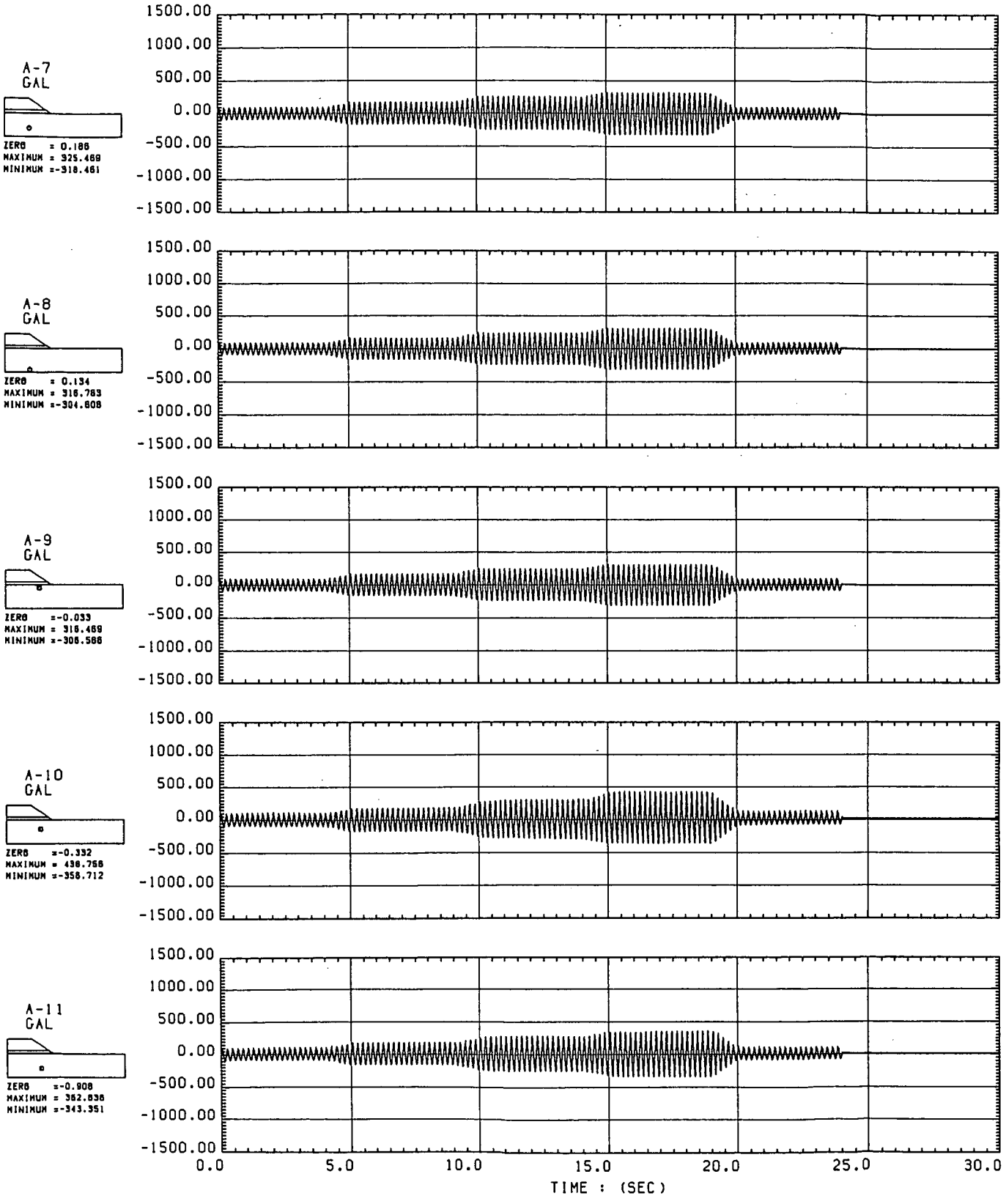
CASE1-1 STEP2 (300GAL/5HZ)



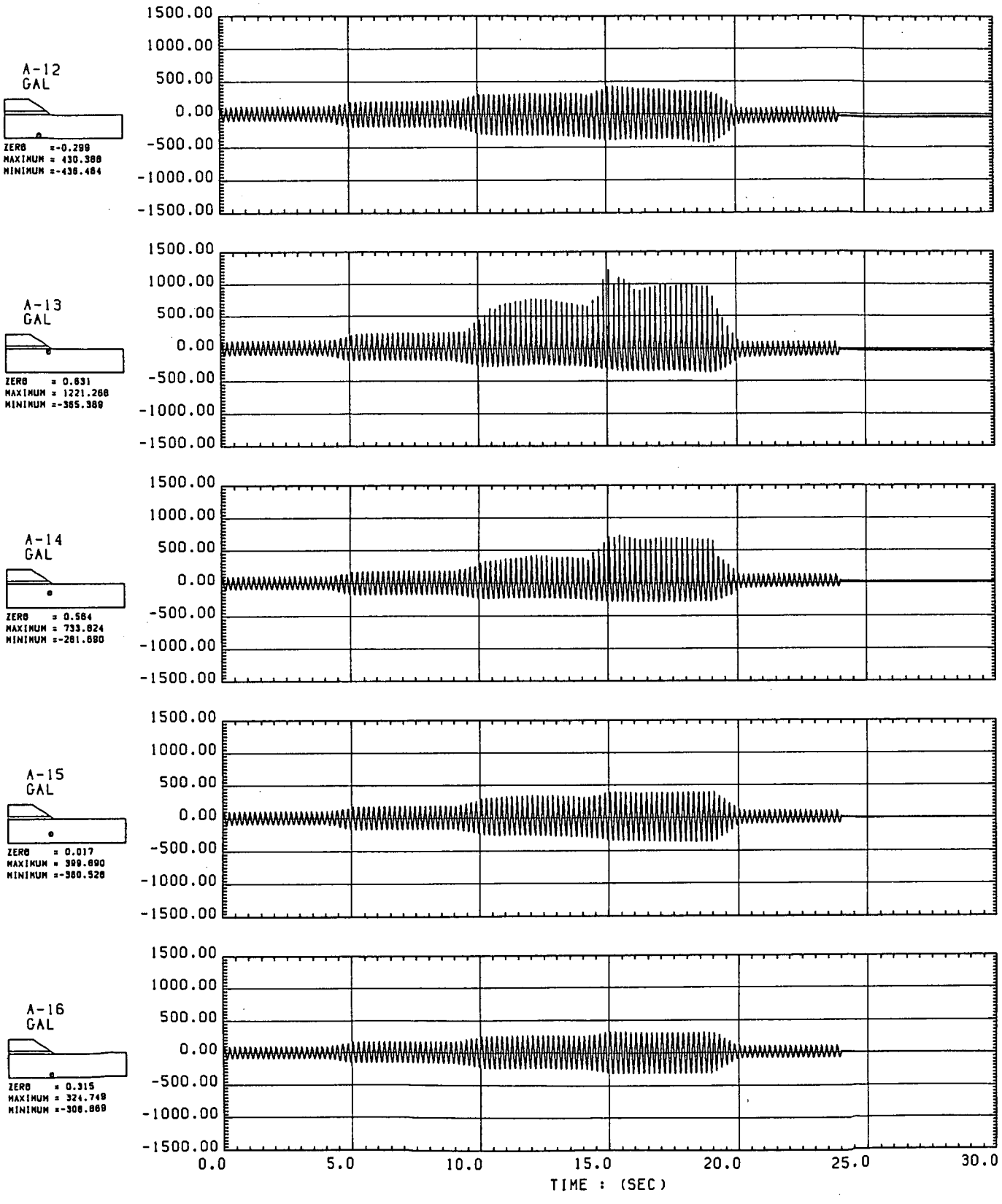
CASE1-1 STEP2 (300GAL/5HZ)



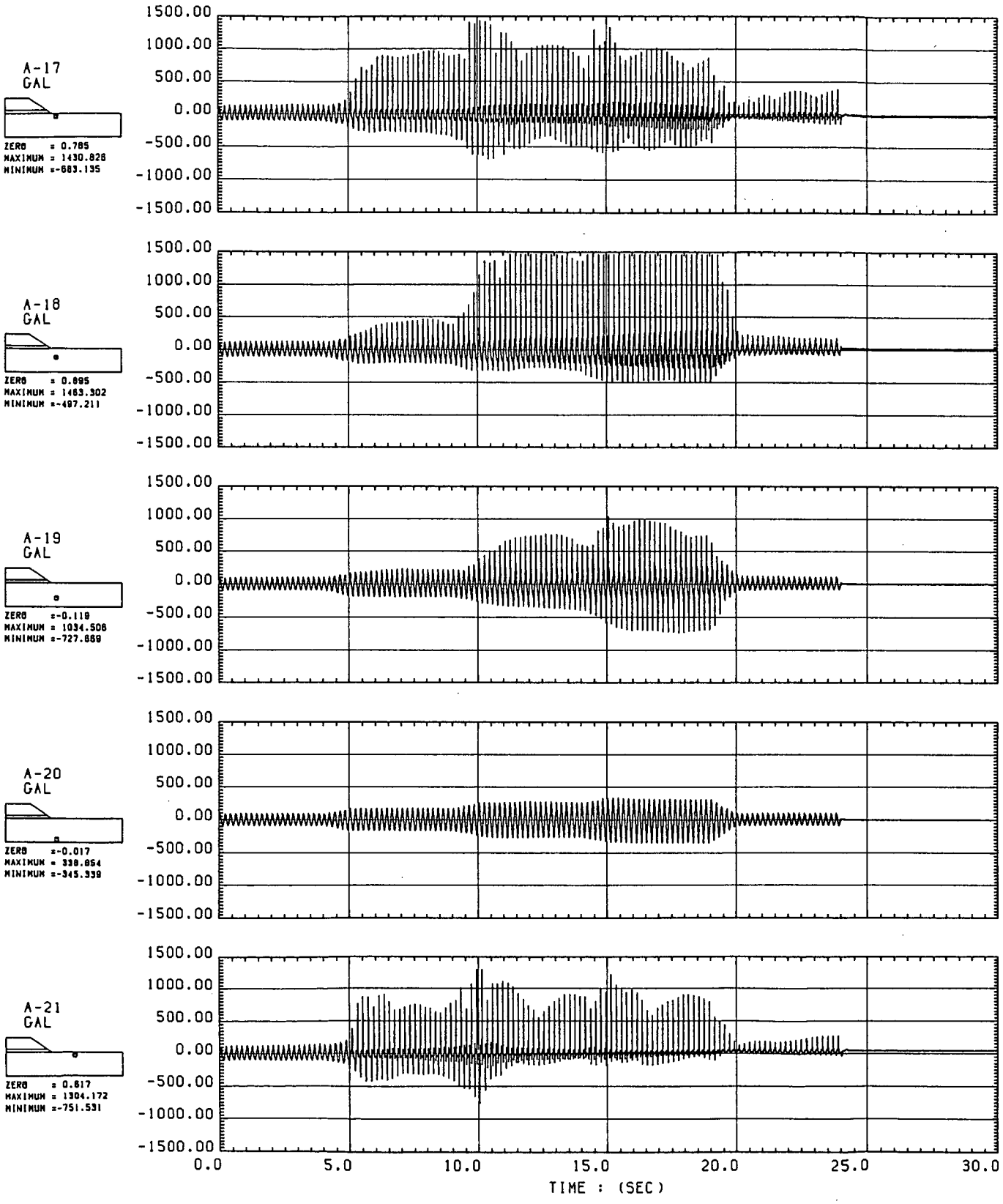
CASE1-1 STEP2 (300GAL/5HZ)



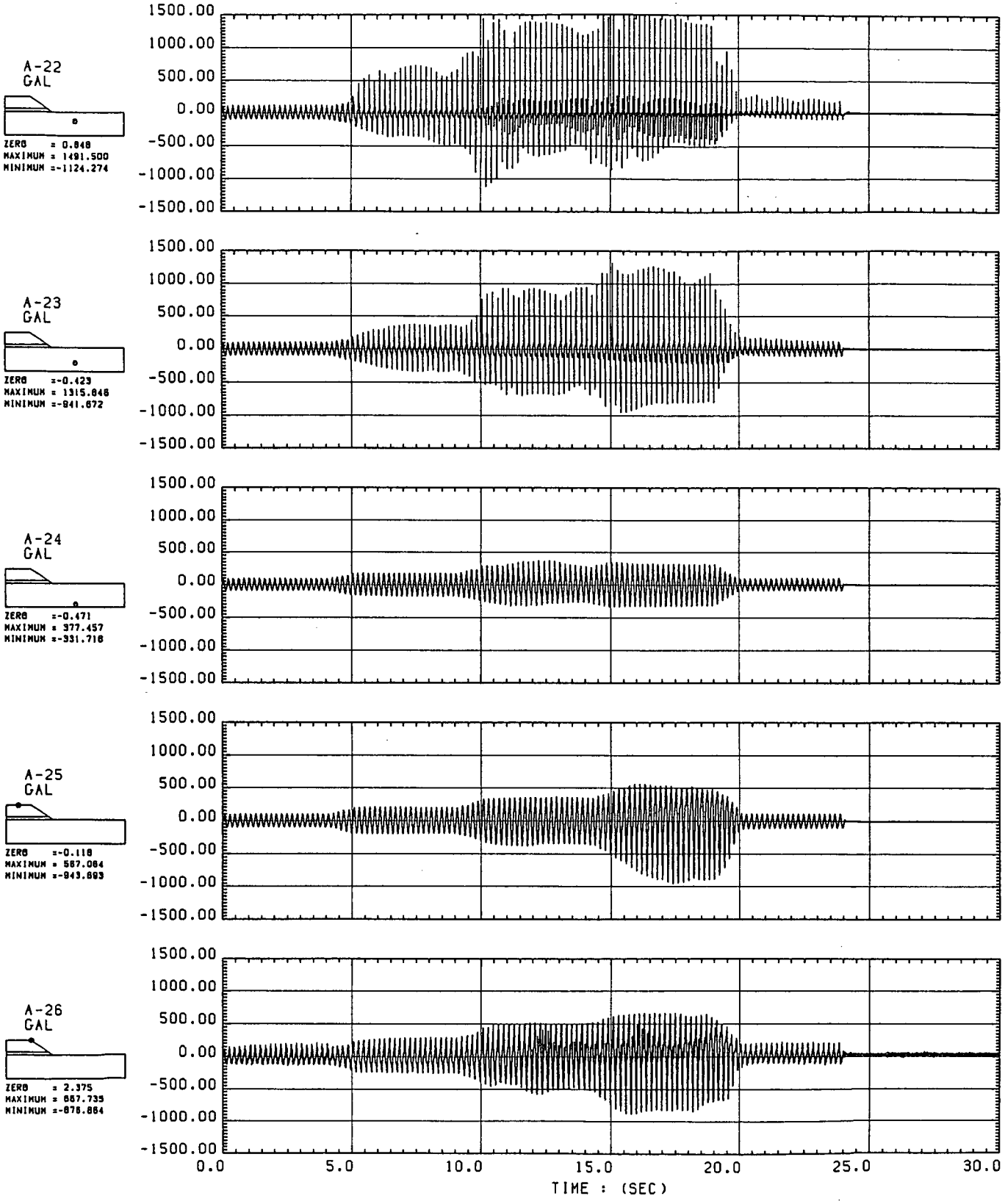
CASE1-1 STEP2 (300GAL/5HZ)



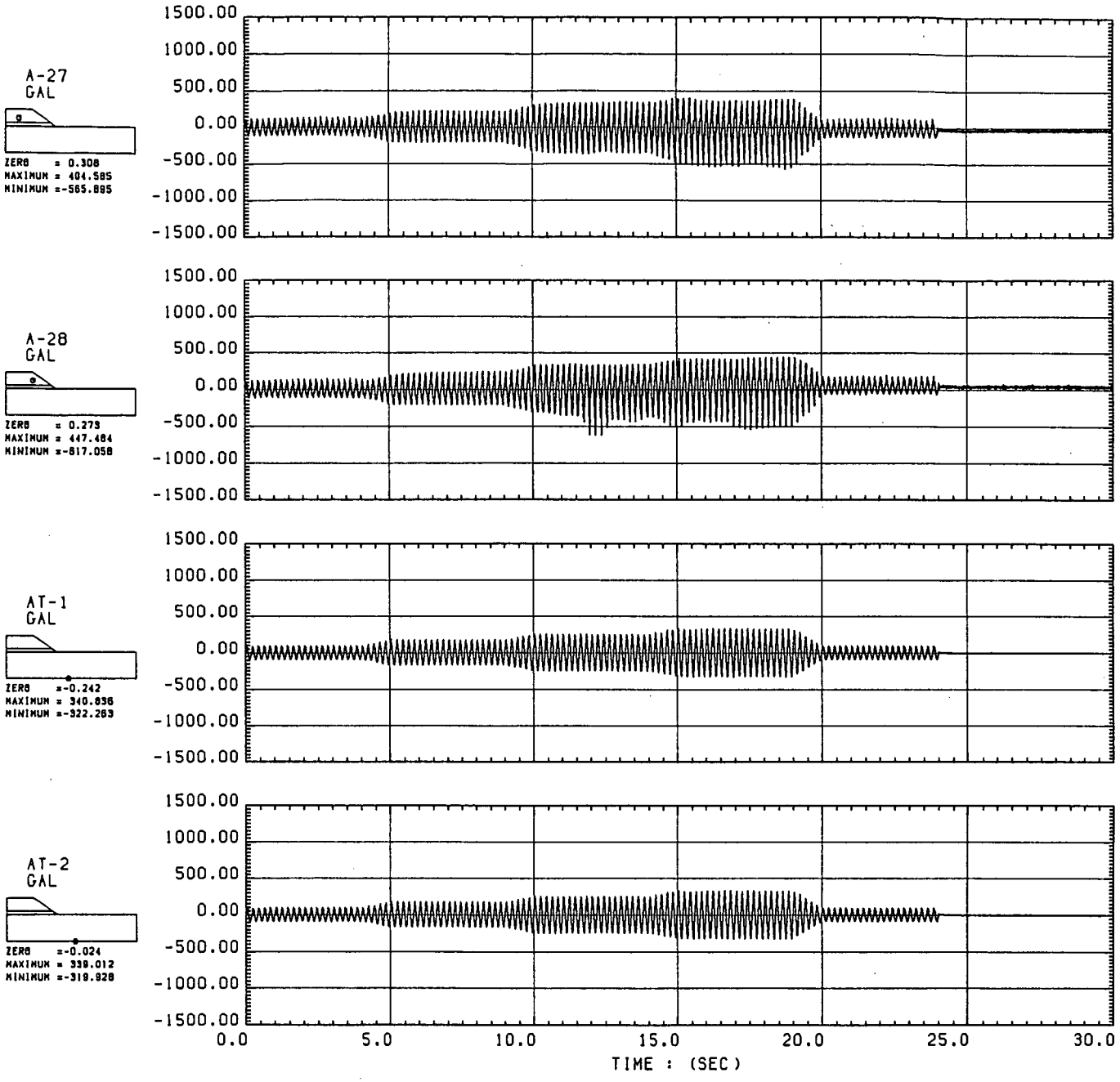
CASE1-1 STEP2 (300GAL/5HZ)



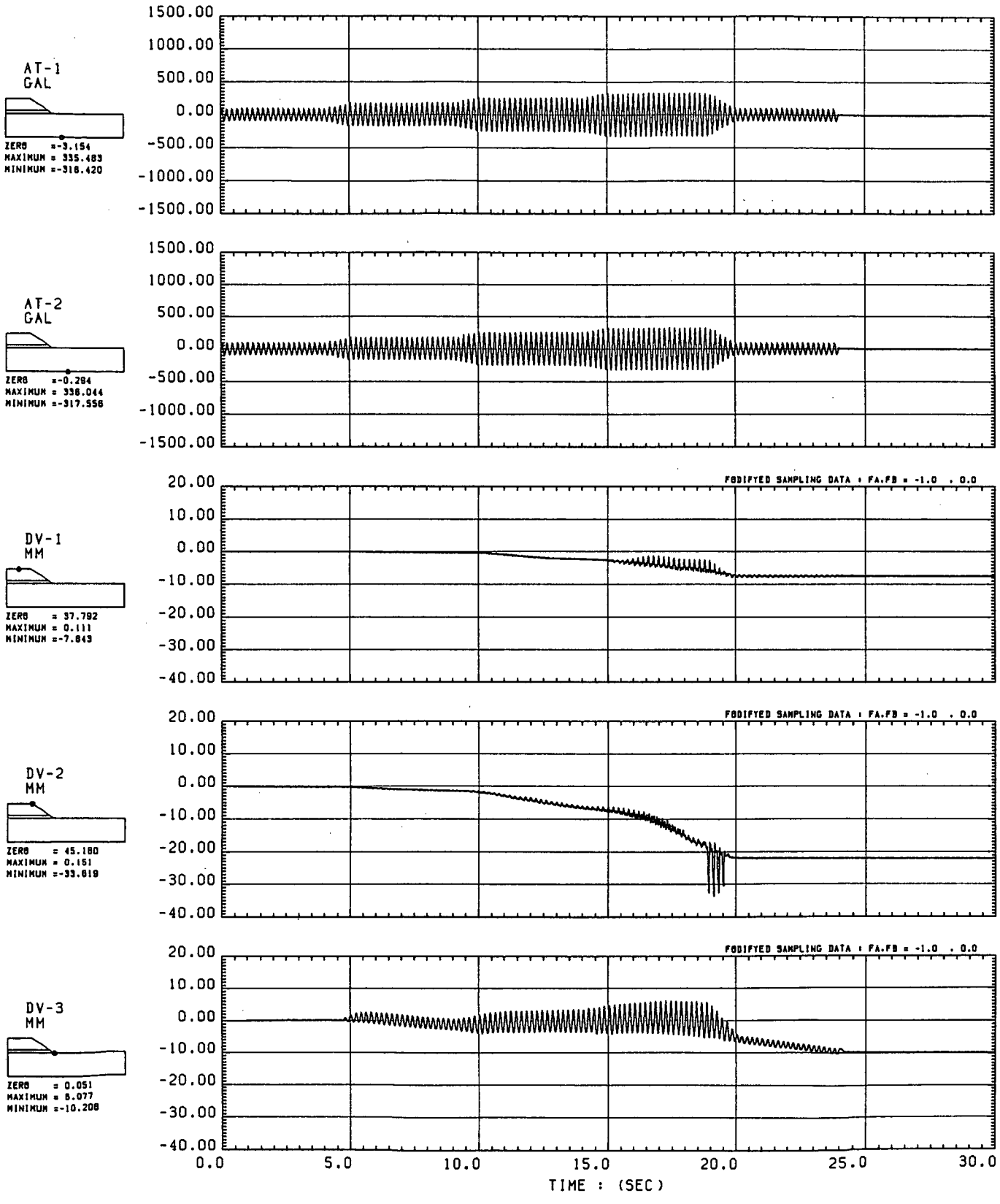
CASE1-1 STEP2 (300GAL/5HZ)



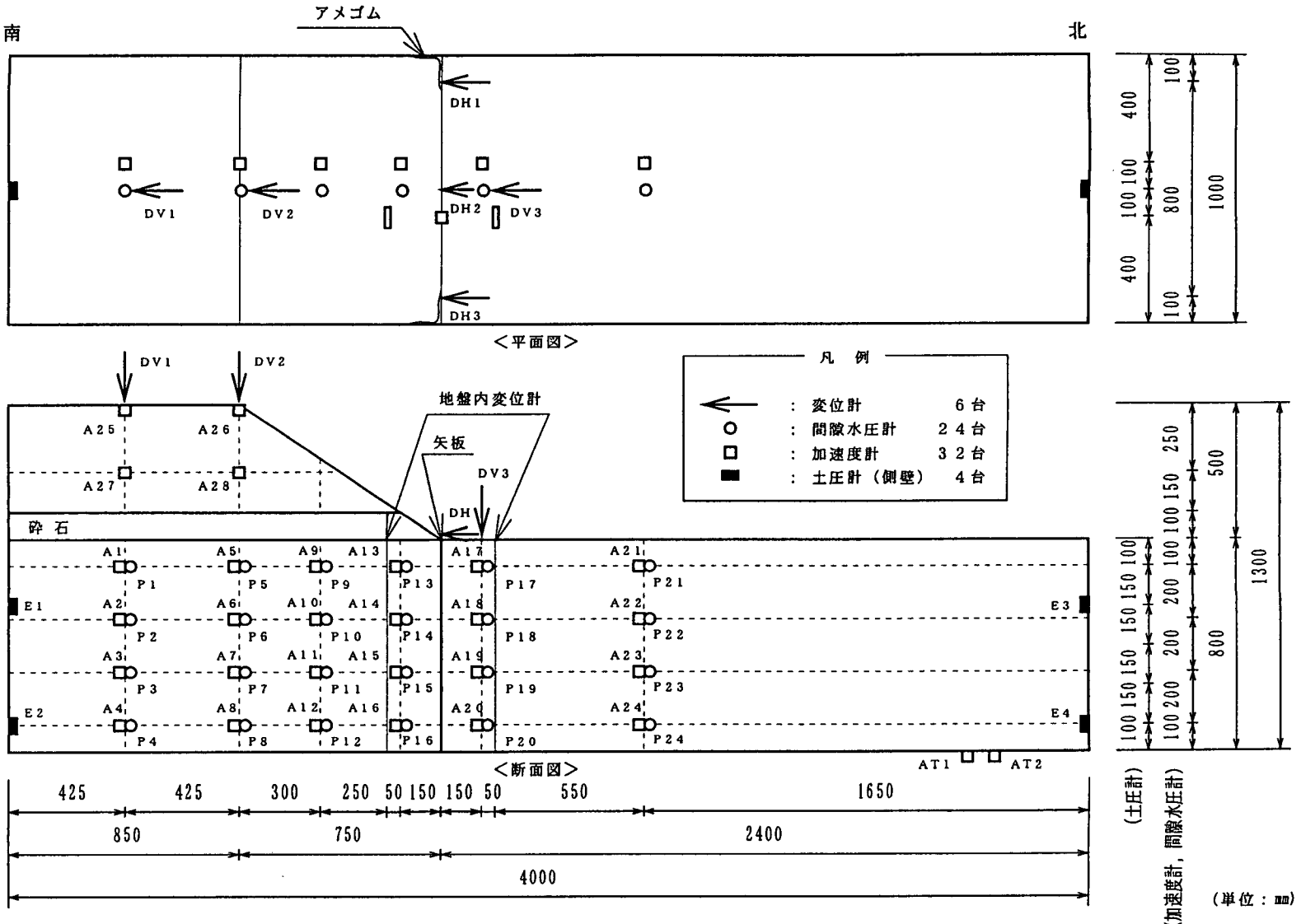
CASE1-1 STEP2 (300GAL/5HZ)



CASE1-2 STEP2 (300GAL/5HZ)

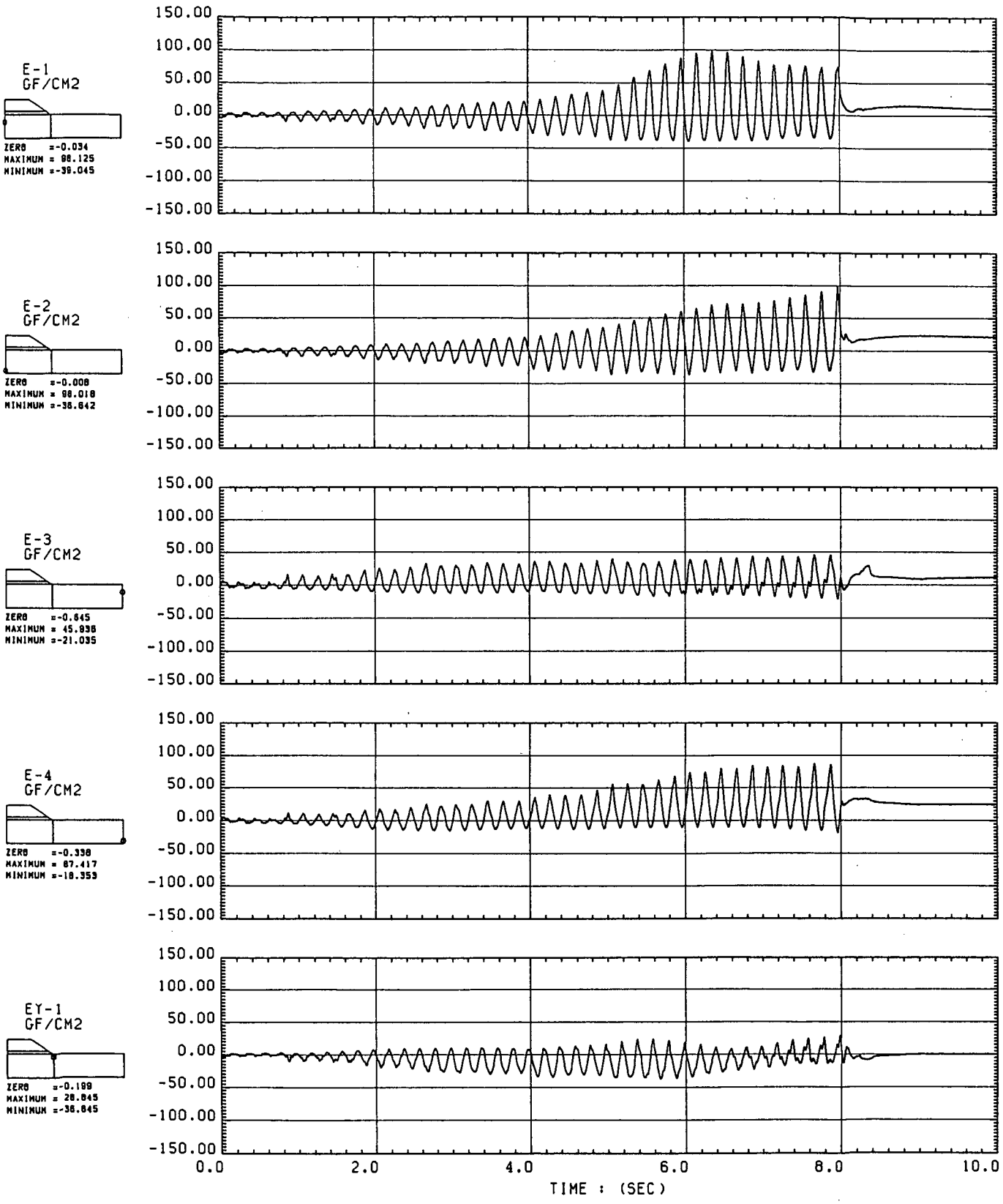


Case2

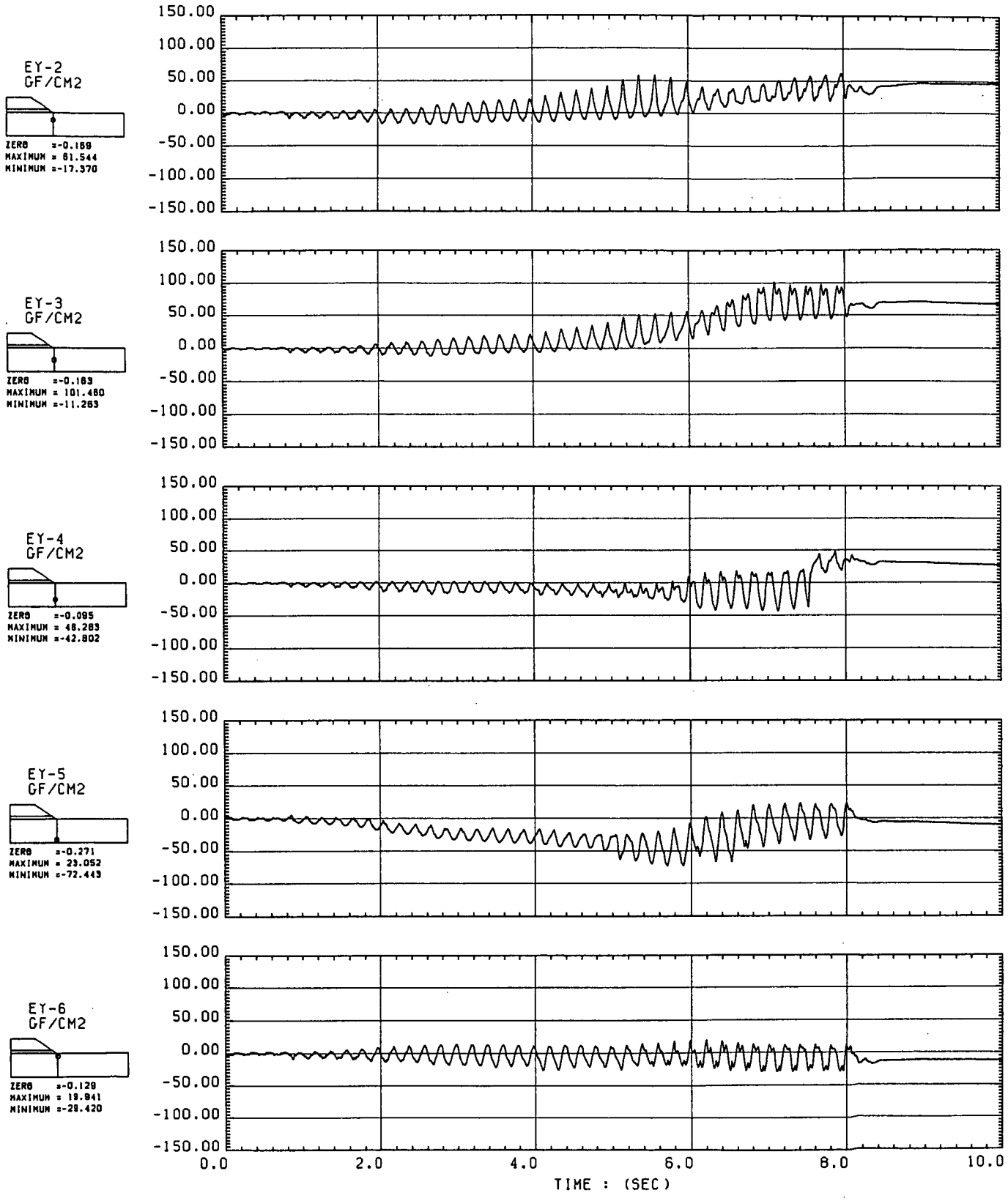


地盤の計測器設置位置

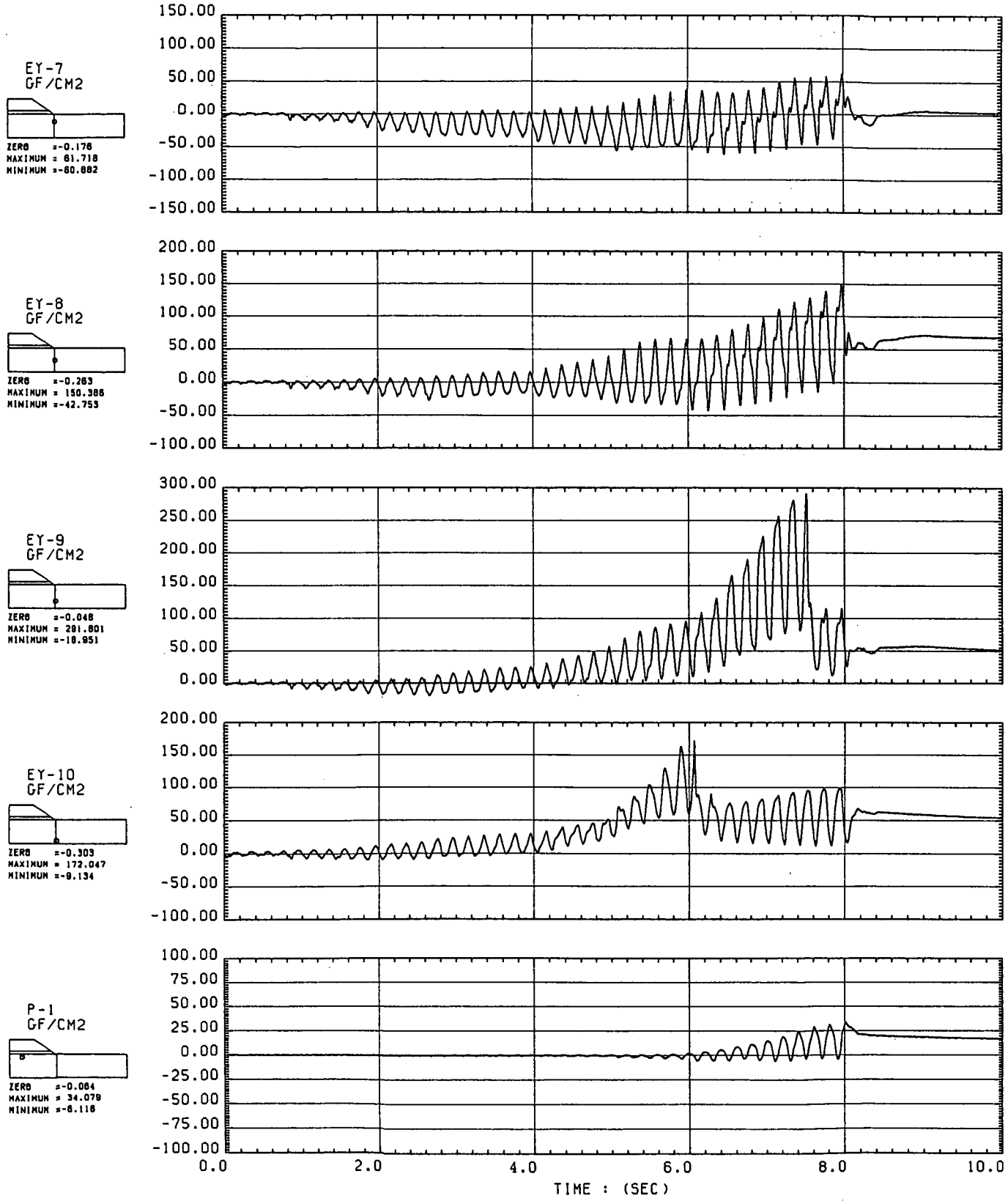
CASE2-1 STEP1 (400GAL/5HZ)



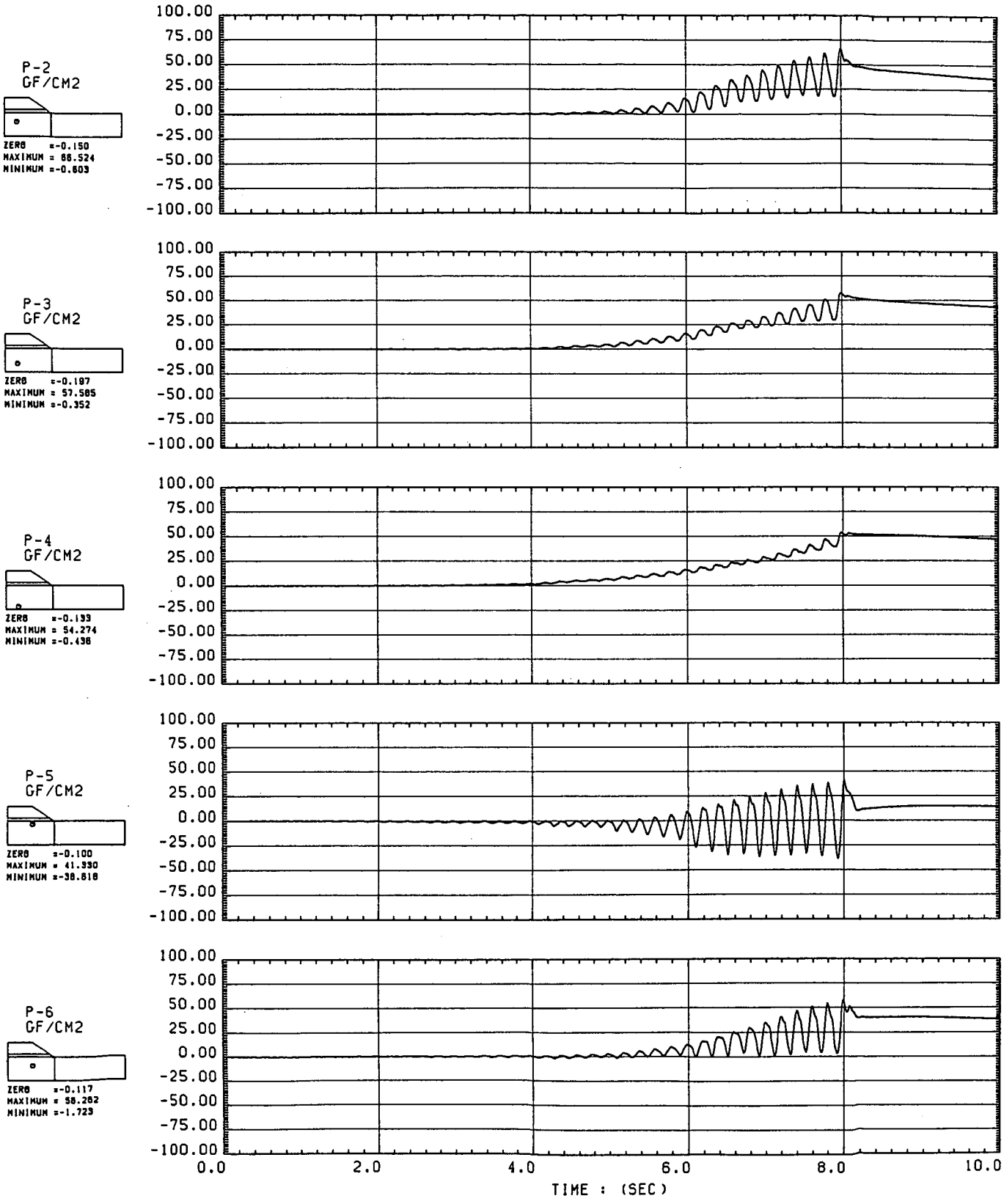
CASE2-1 STEP1 (400GAL/5HZ)



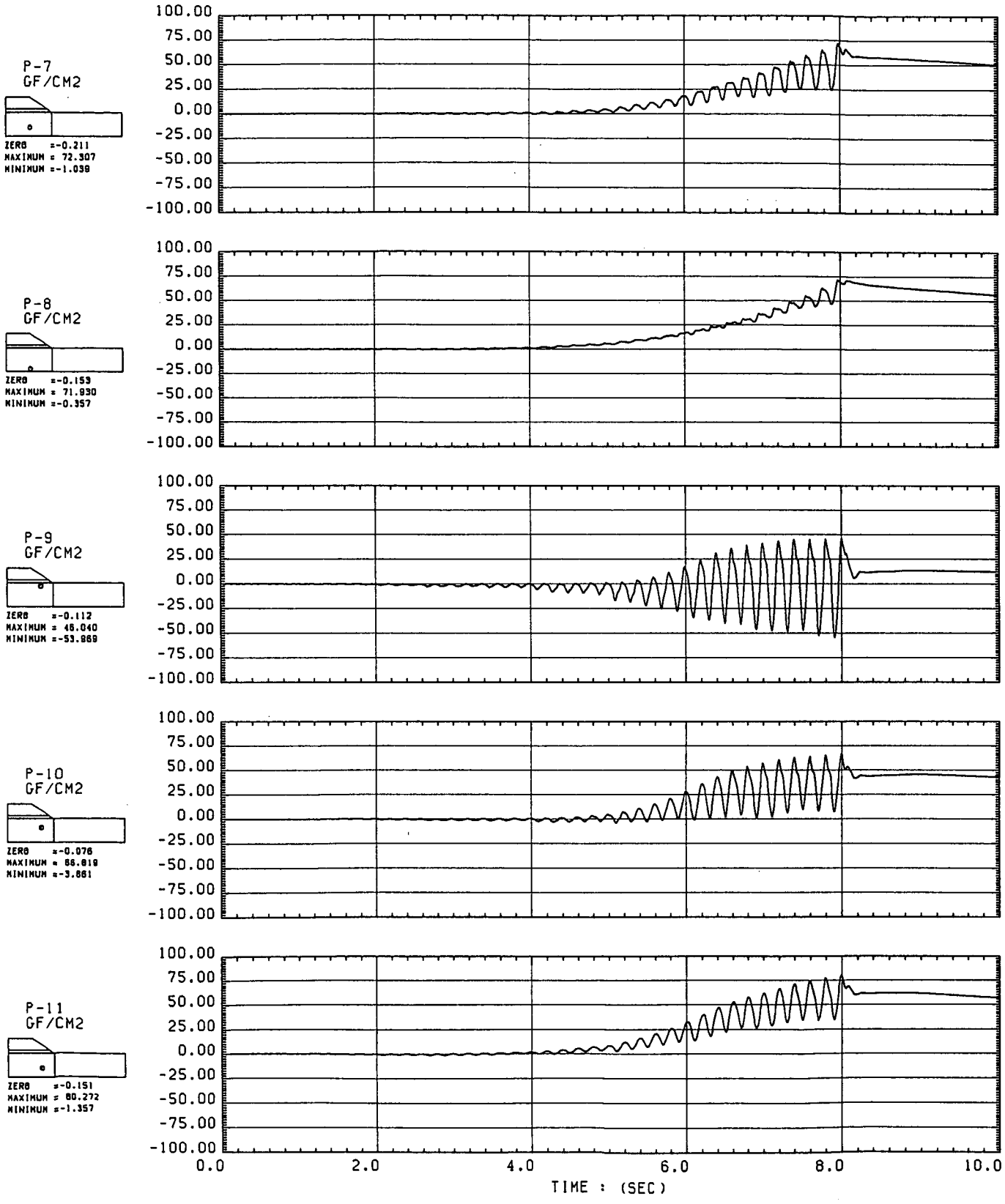
CASE2-1 STEP1 (400GAL/5HZ)



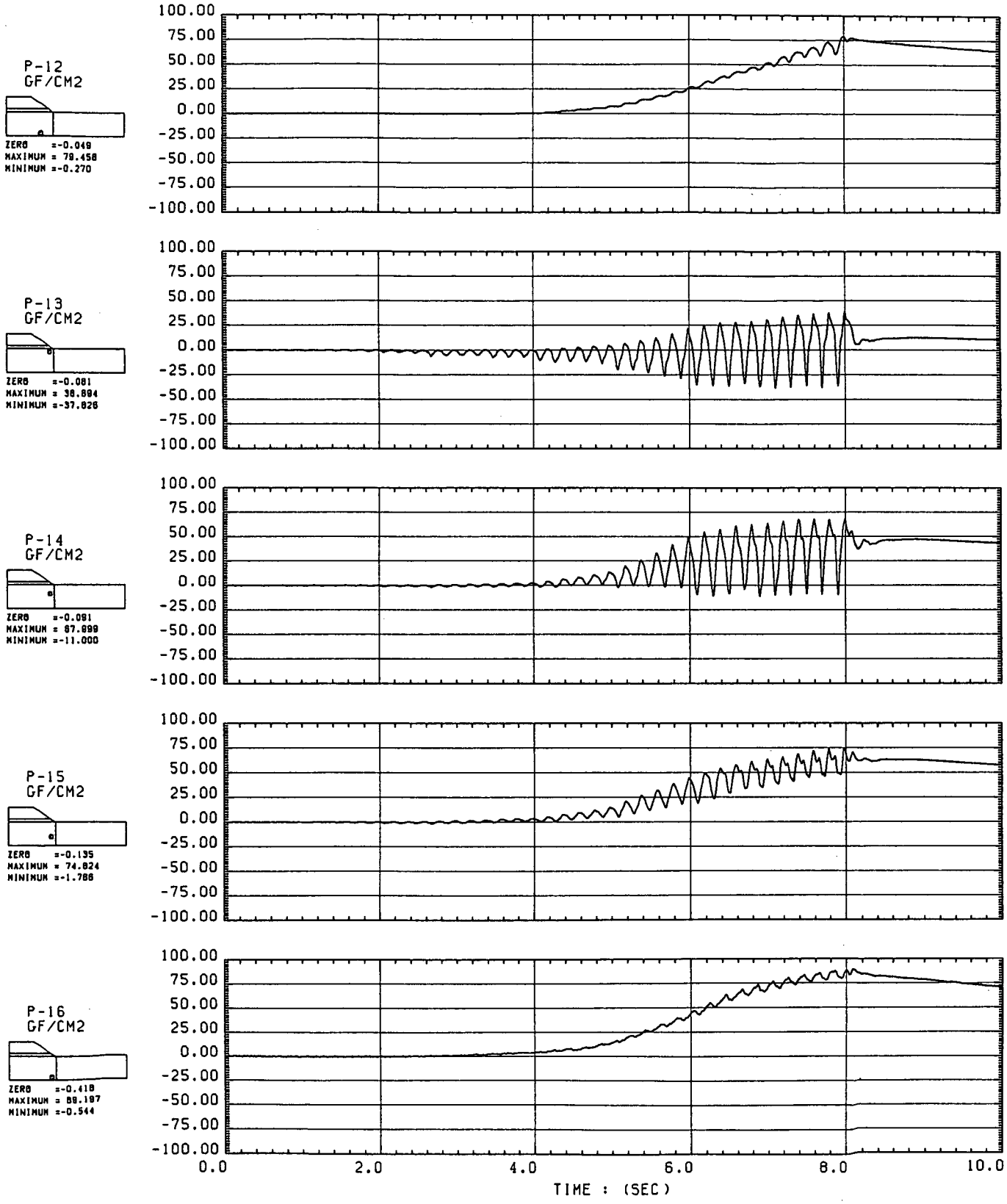
CASE2-1 STEP1 (400GAL/5HZ)



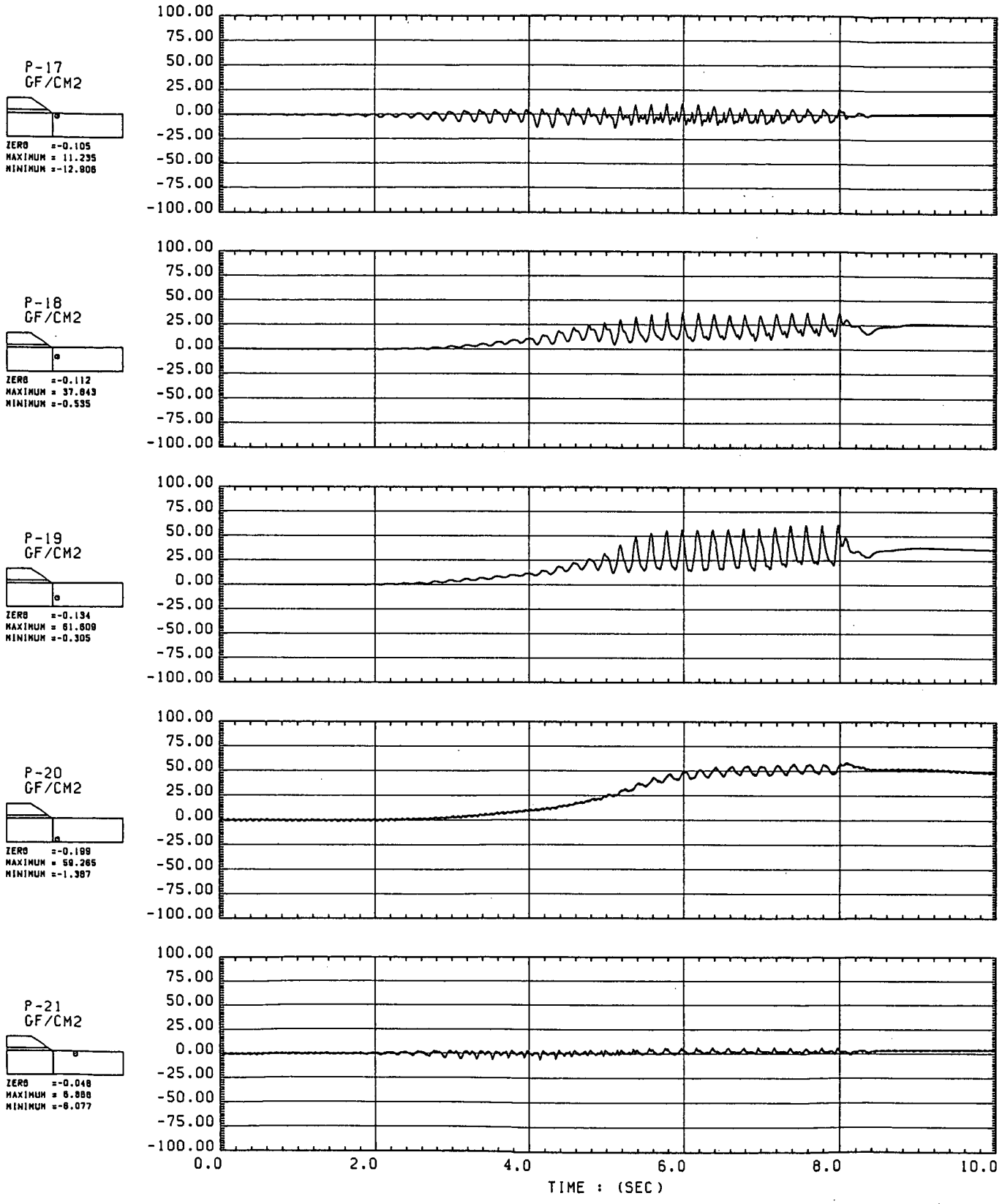
CASE2-1 STEP1 (400GAL/5HZ)



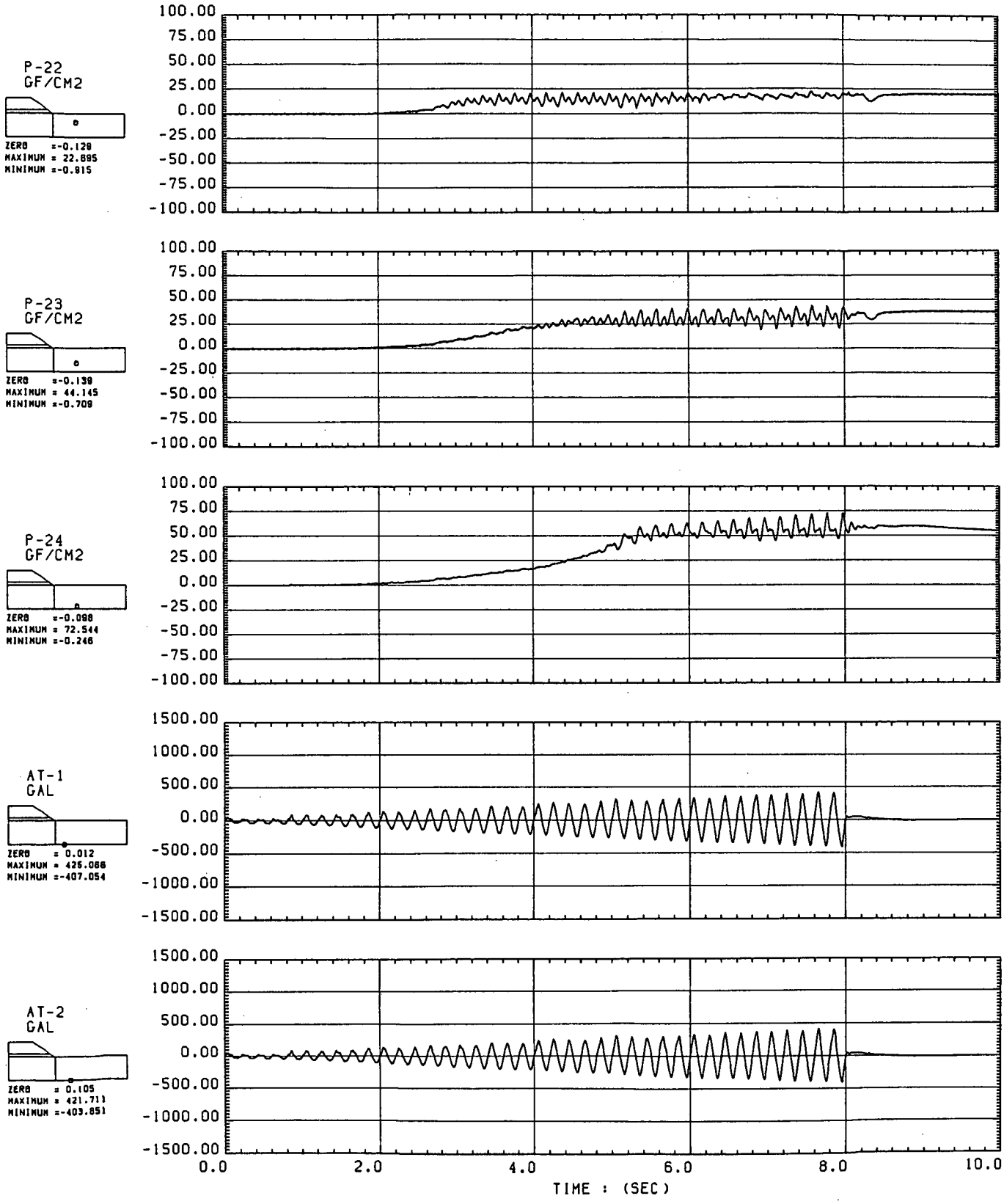
CASE2-1 STEP1 (400GAL/5HZ)



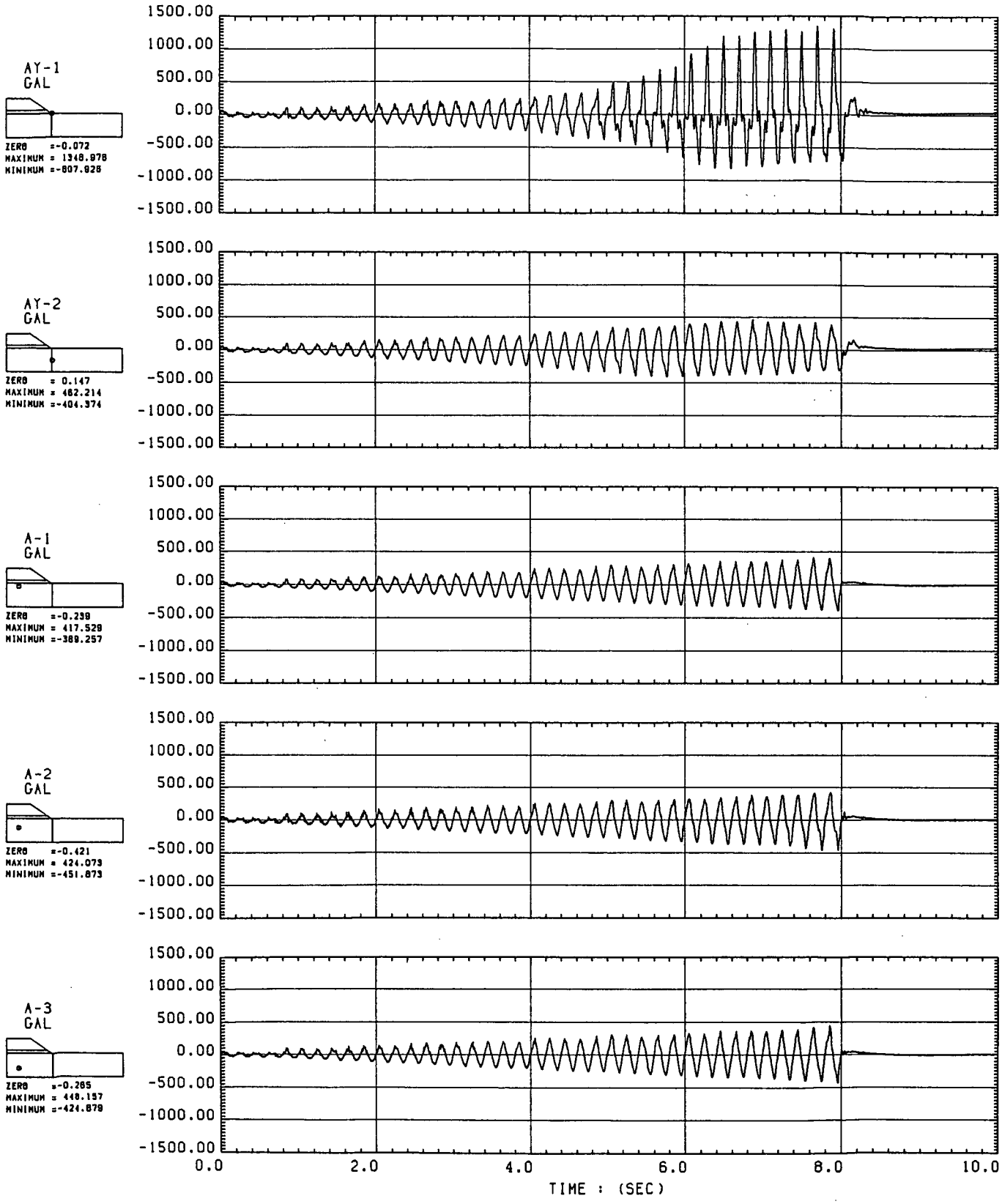
CASE2-1 STEP1 (400GAL/5HZ)



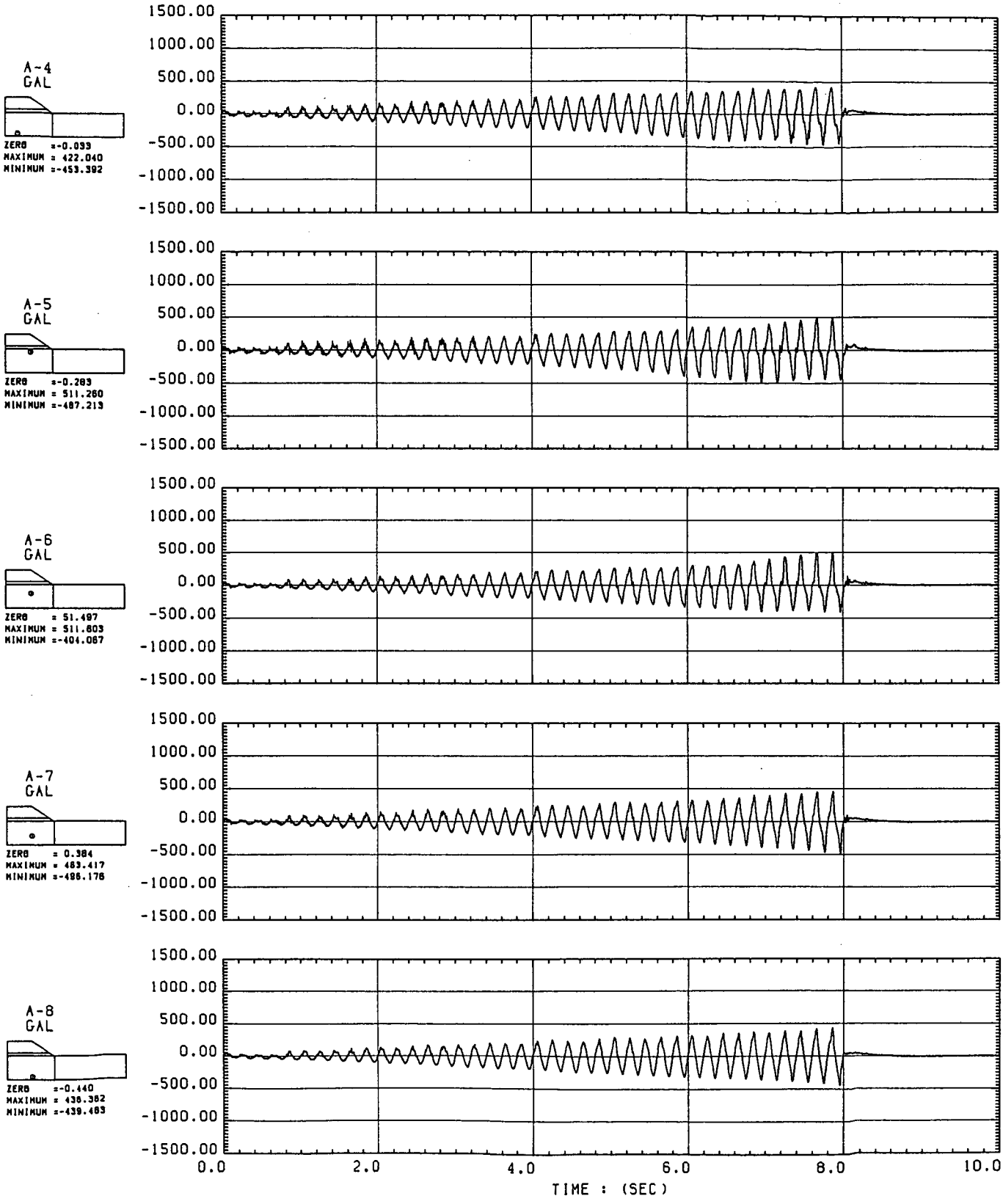
CASE2-1 STEP1 (400GAL/5HZ)



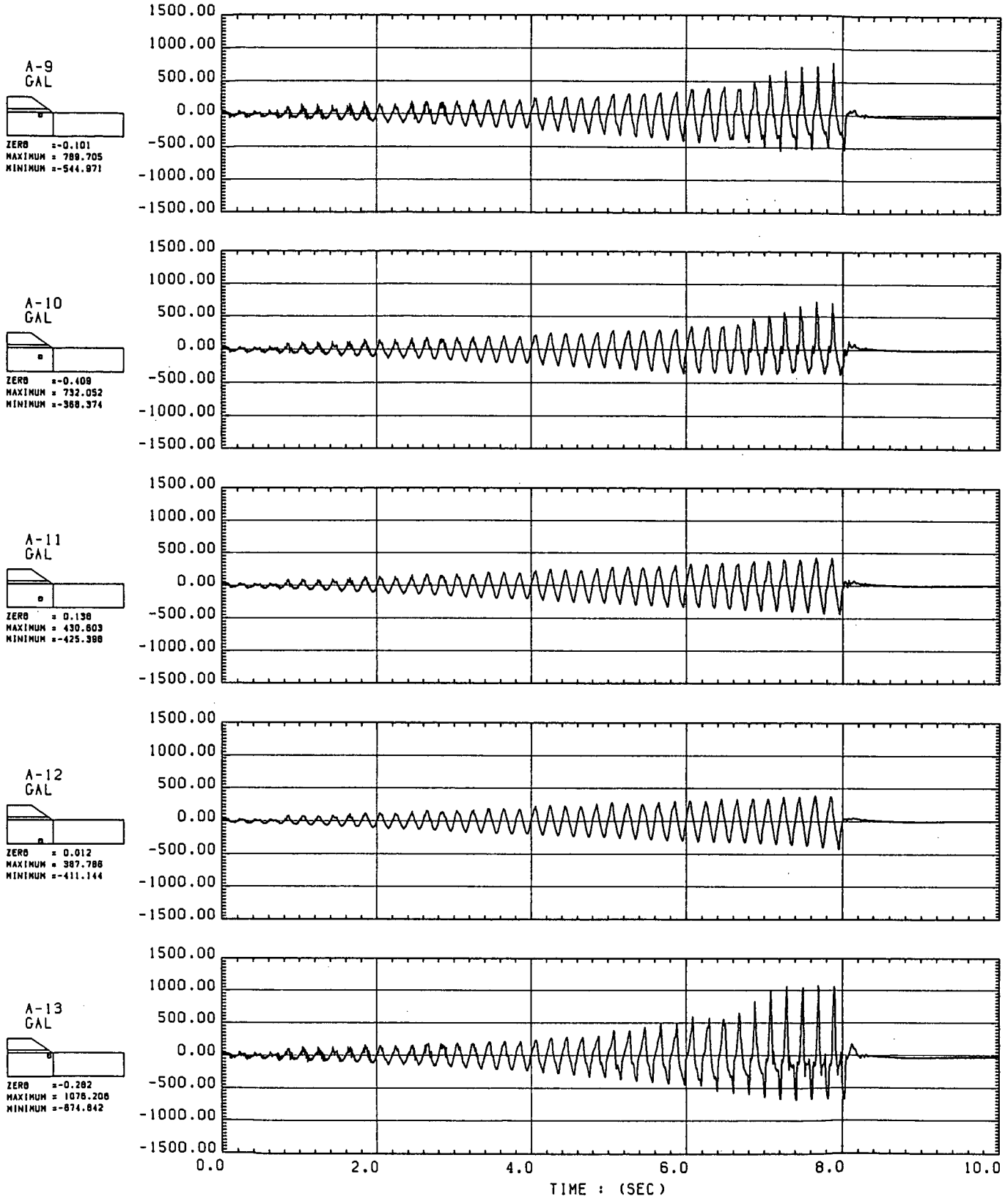
CASE2-1 STEP1 (400GAL/5HZ)



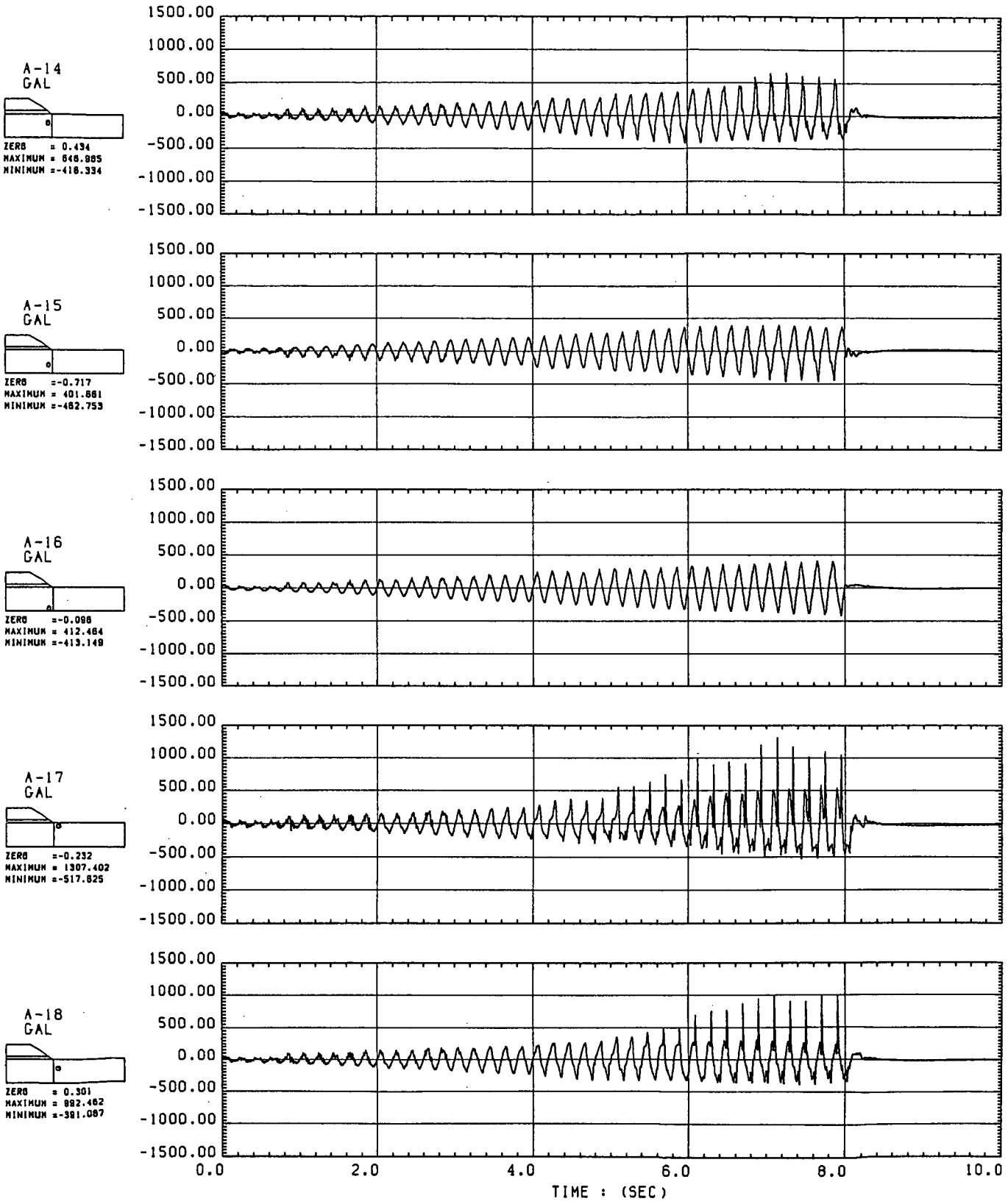
CASE2-1 STEP1 (400GAL/5HZ)



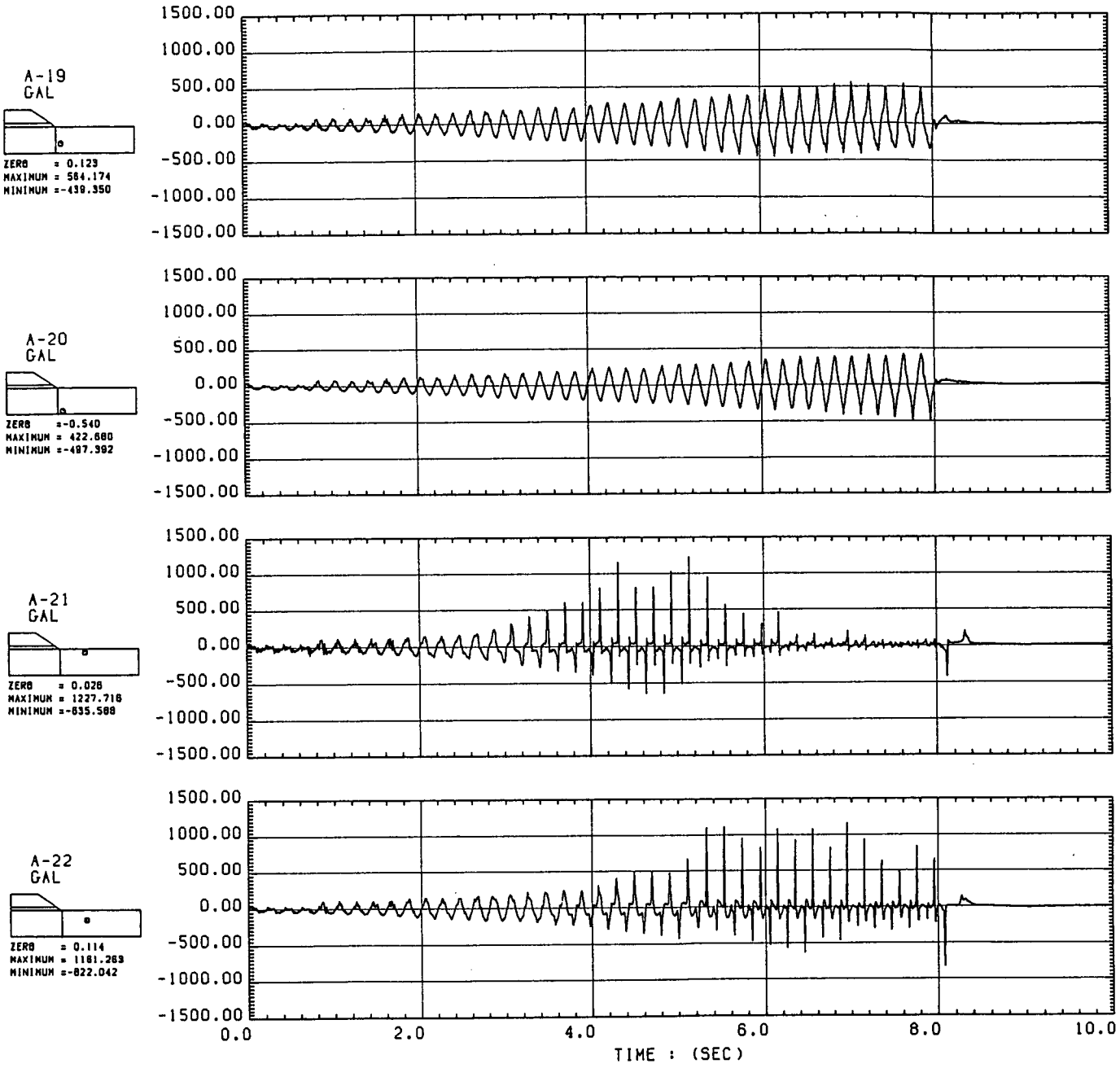
CASE2-1 STEP1 (400GAL/5HZ)



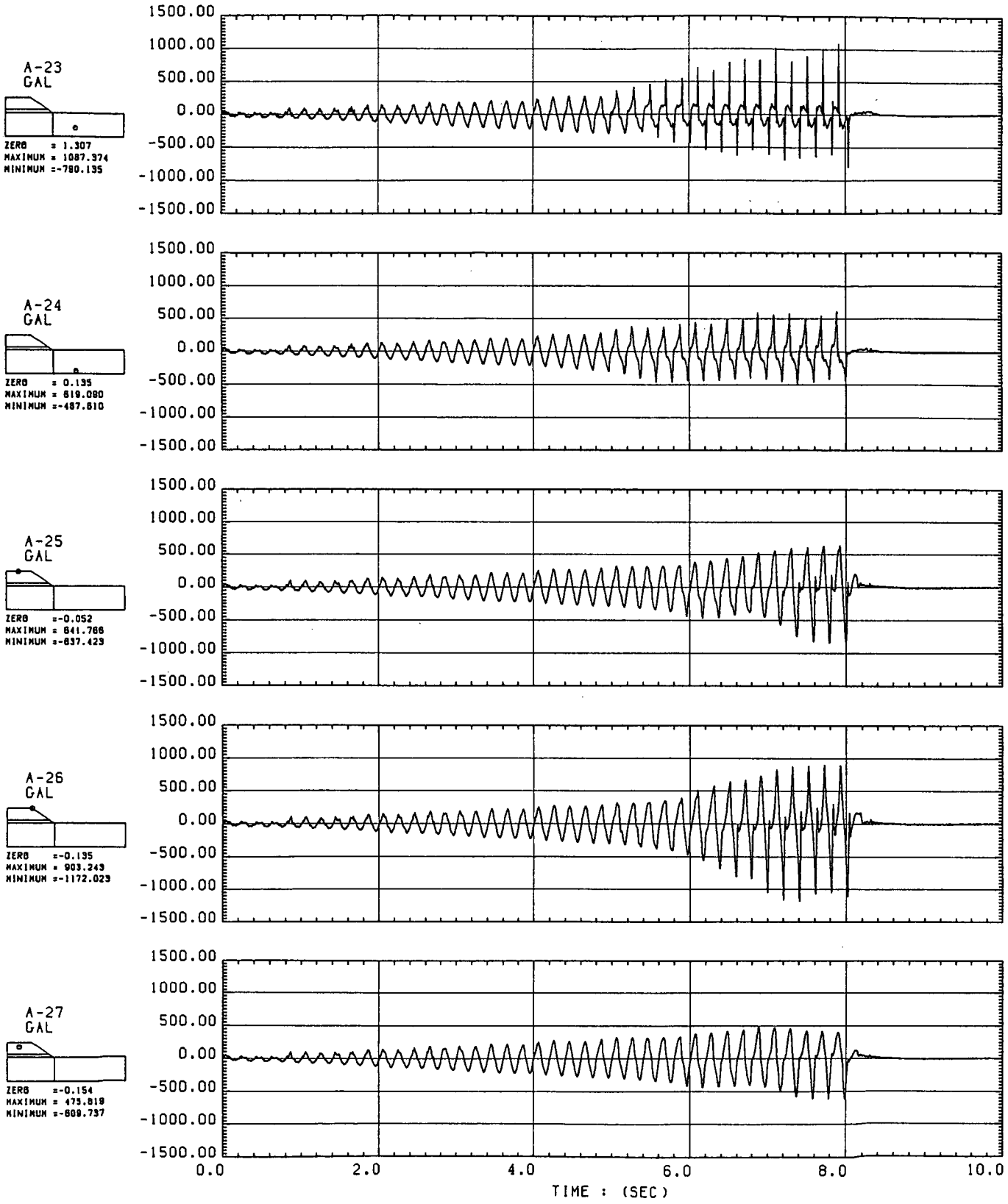
CASE2-1 STEP1 (400GAL/5HZ)



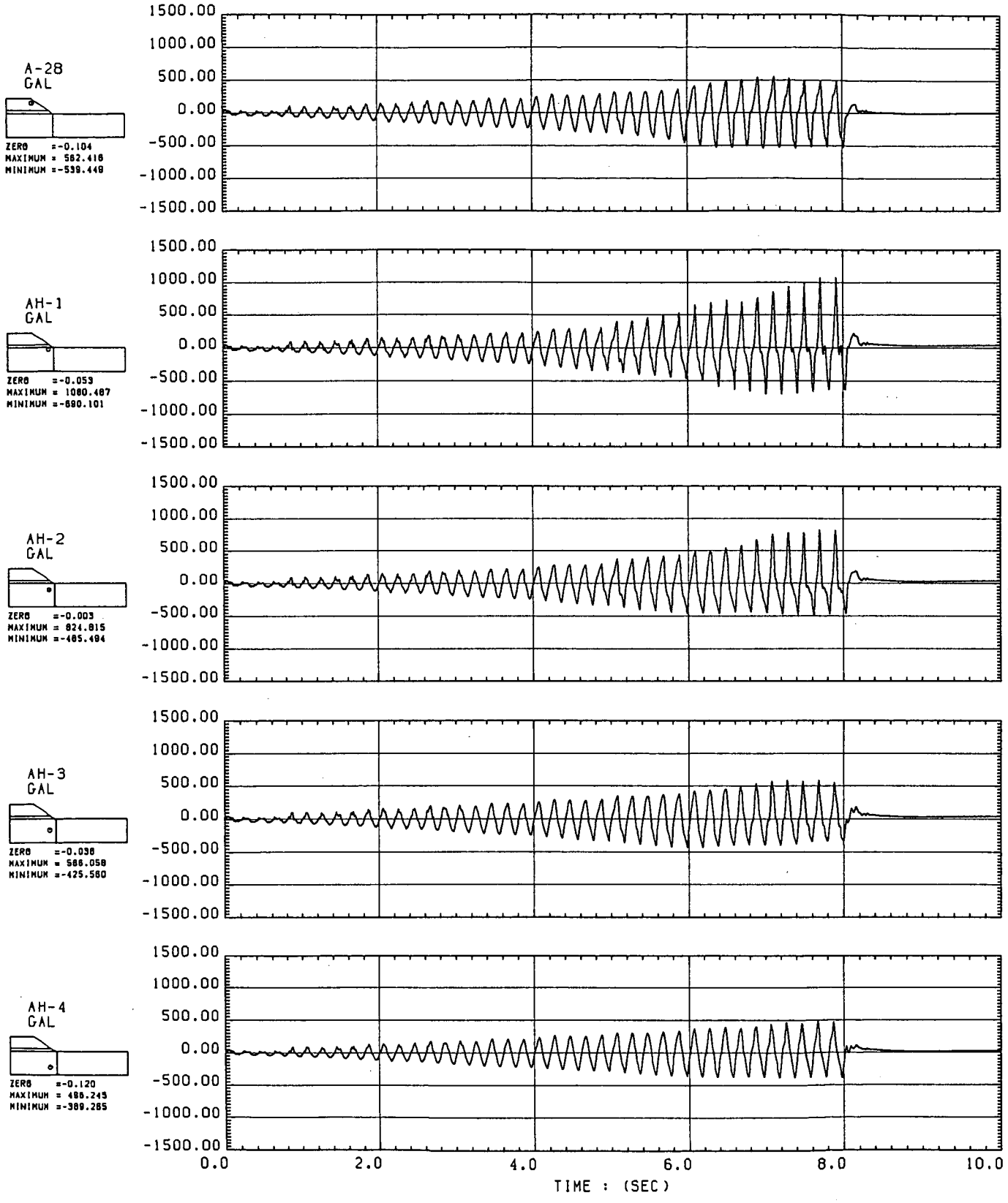
CASE2-1 STEP1 (400GAL/5HZ)



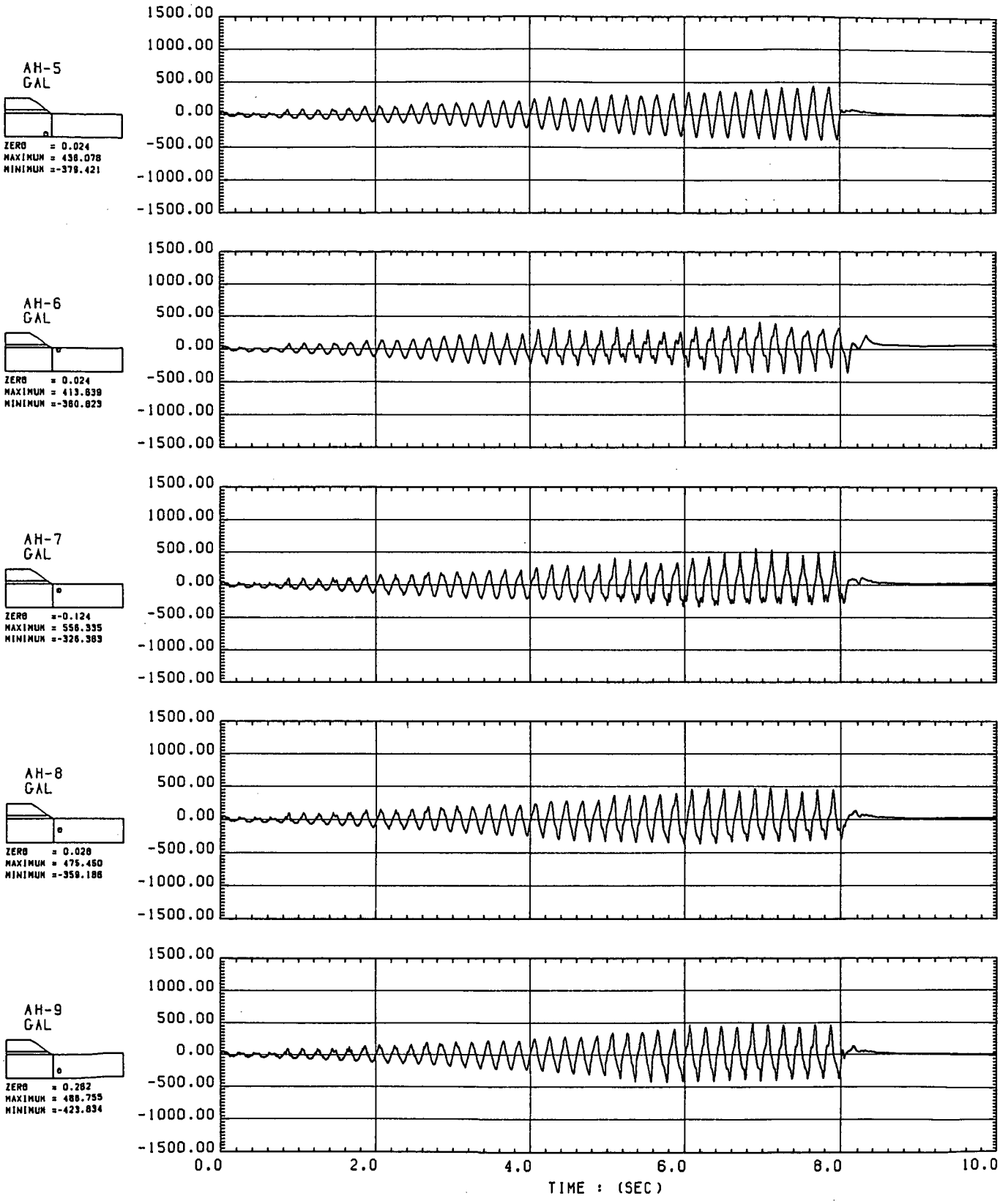
CASE2-2 STEP1 (400GAL/5HZ)



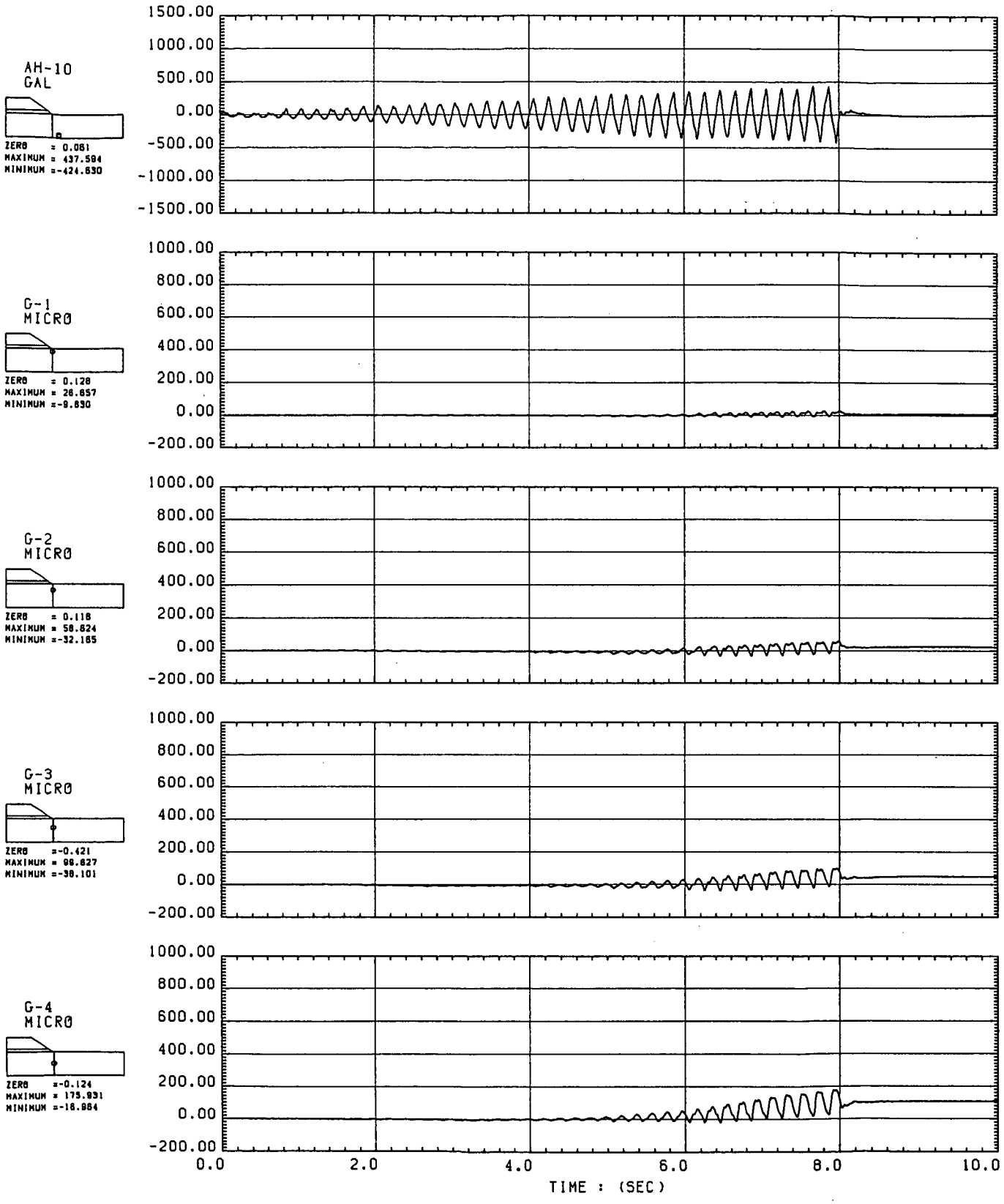
CASE2-2 STEP1 (400GAL/5HZ)



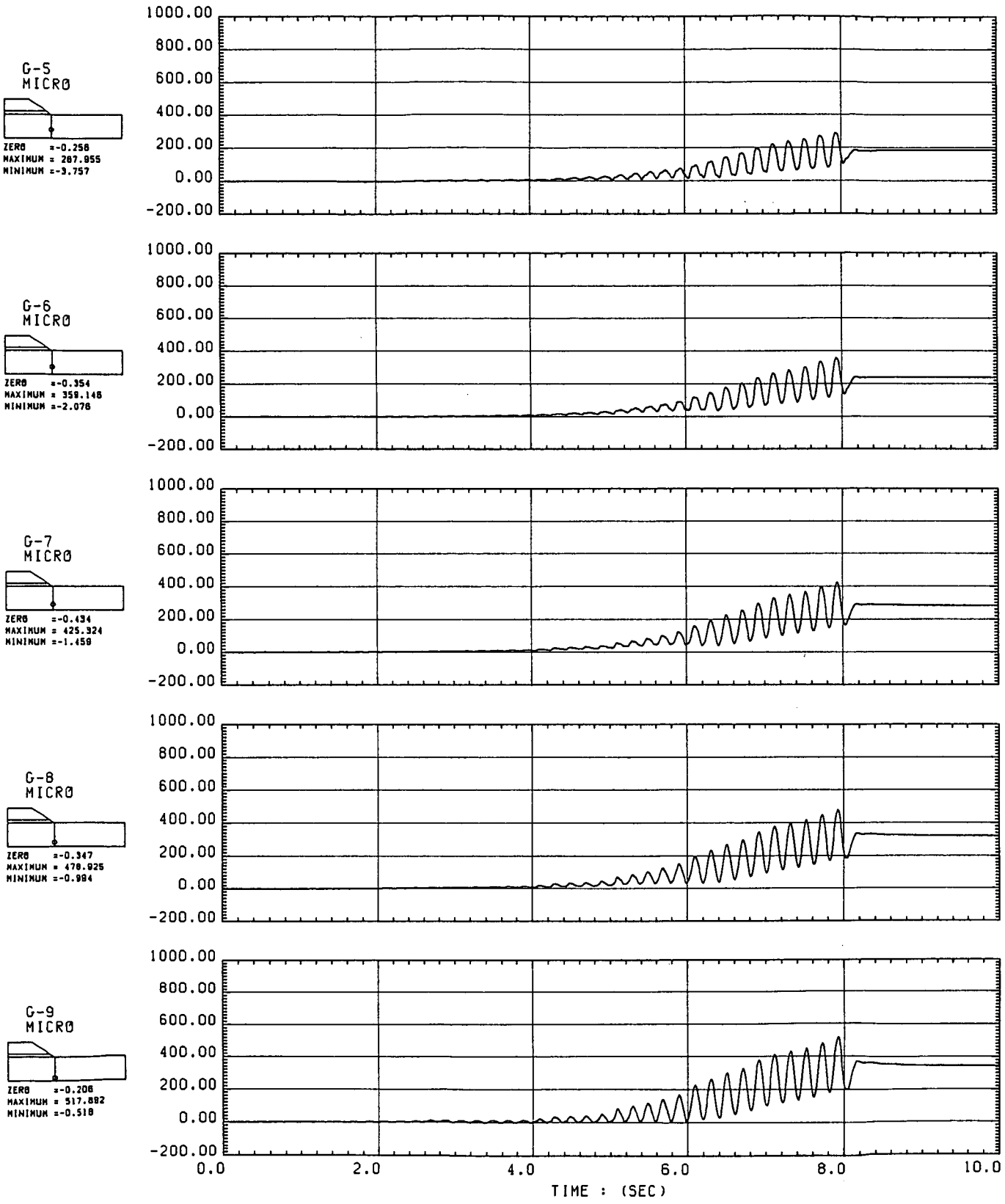
CASE2-2 STEP1 (400GAL/5HZ)



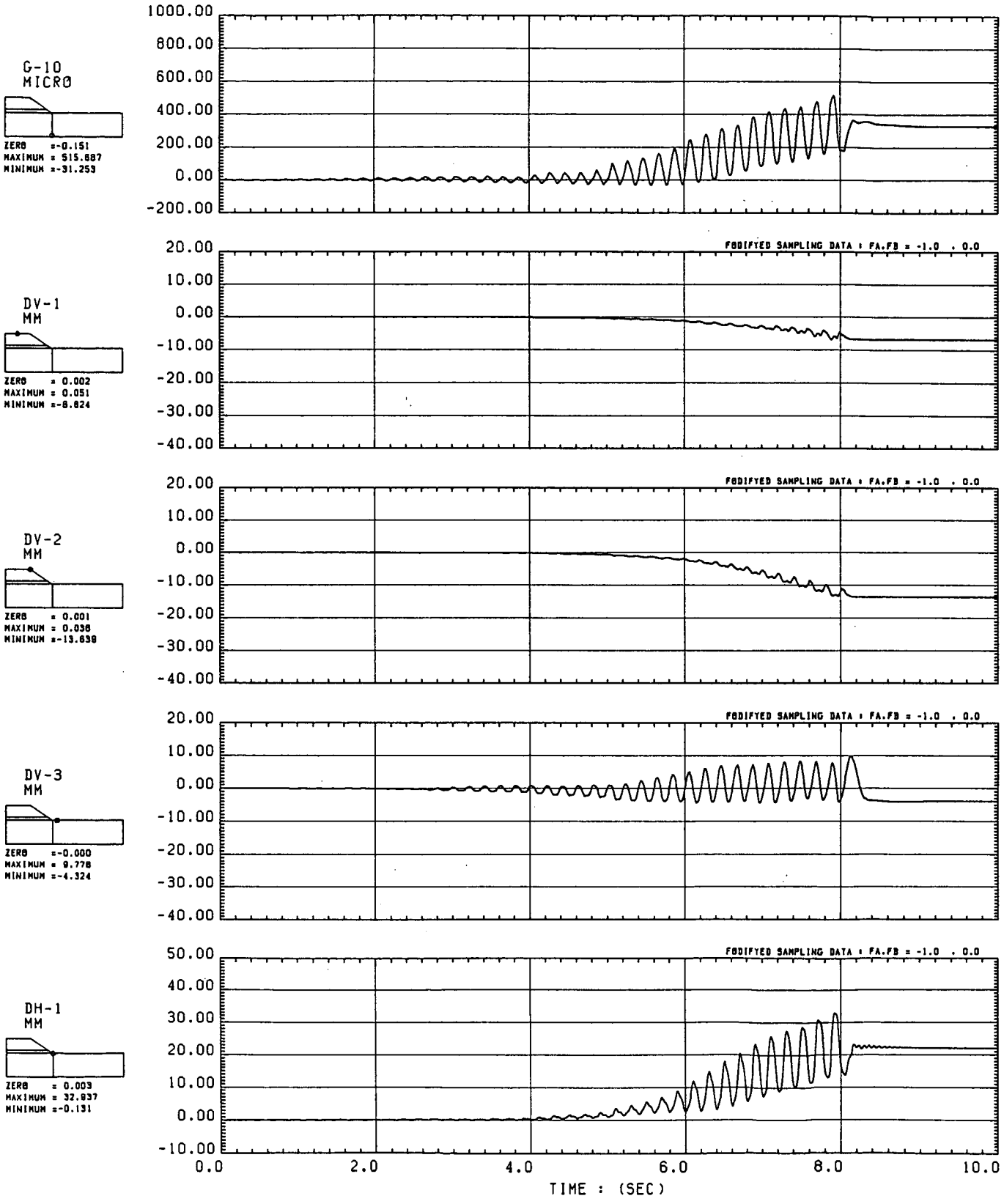
CASE2-2 STEP1 (400GAL/5HZ)



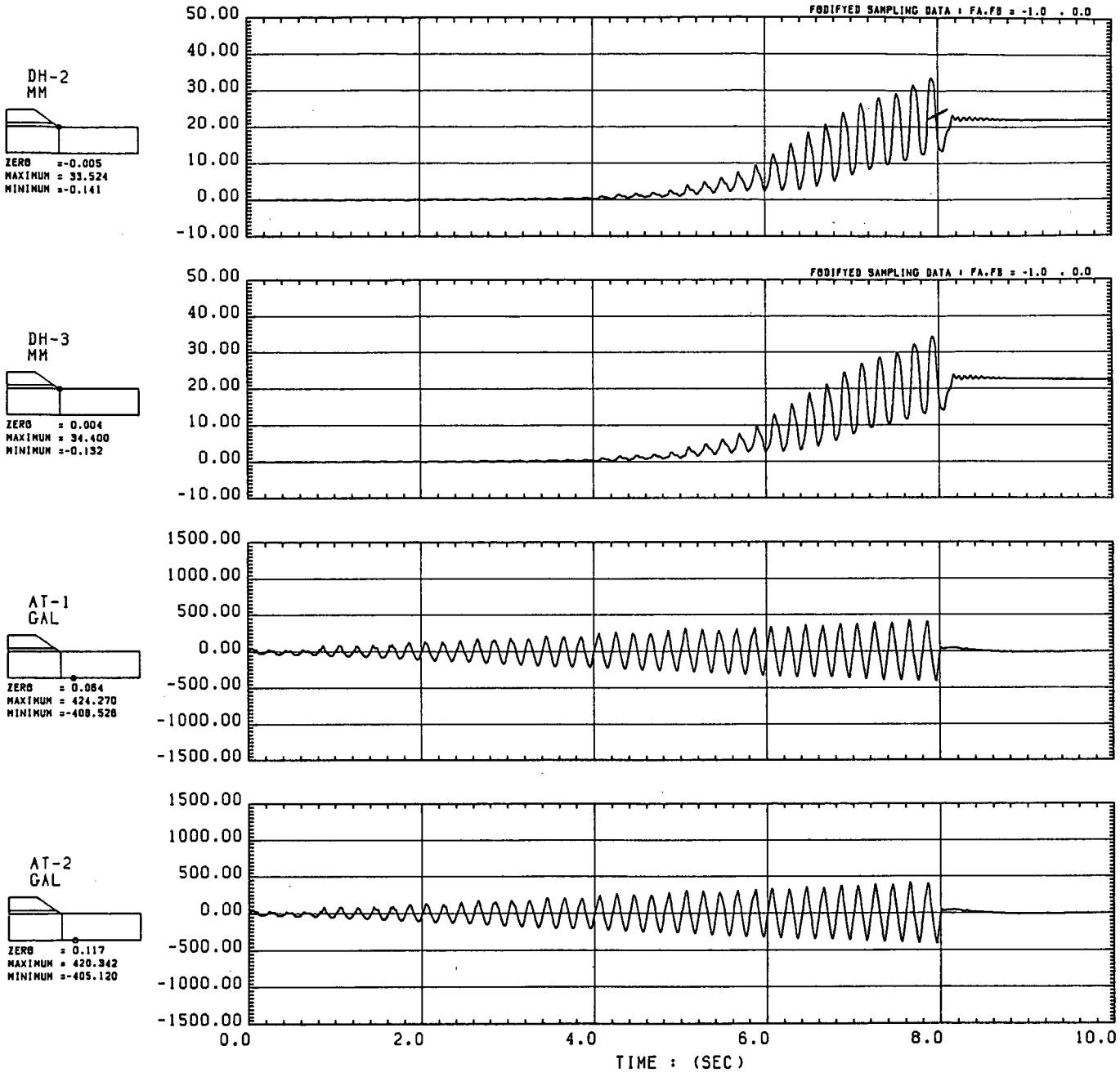
CASE2-2 STEP1 (400GAL/5HZ)



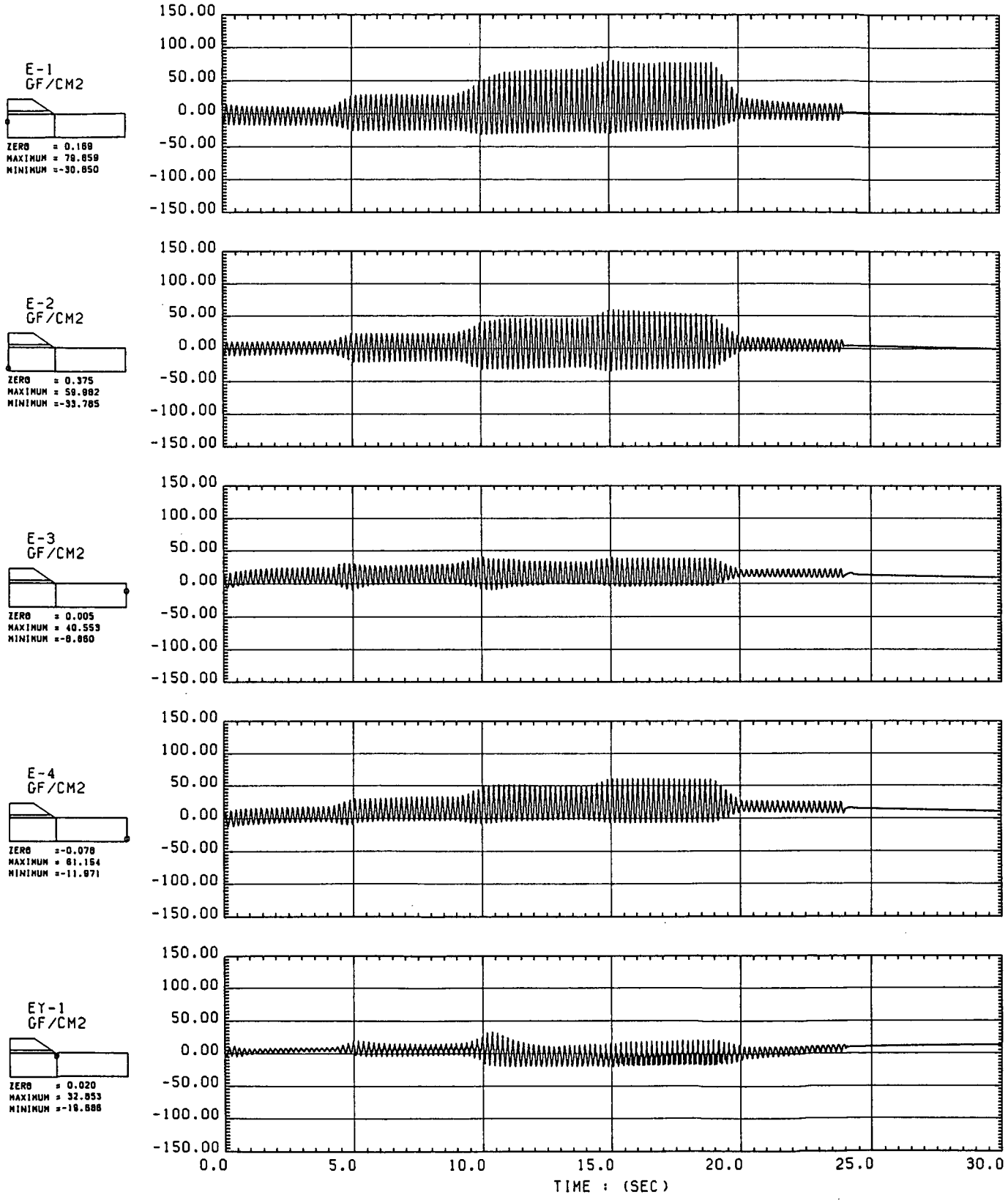
CASE2-2 STEP1 (400GAL/5HZ)



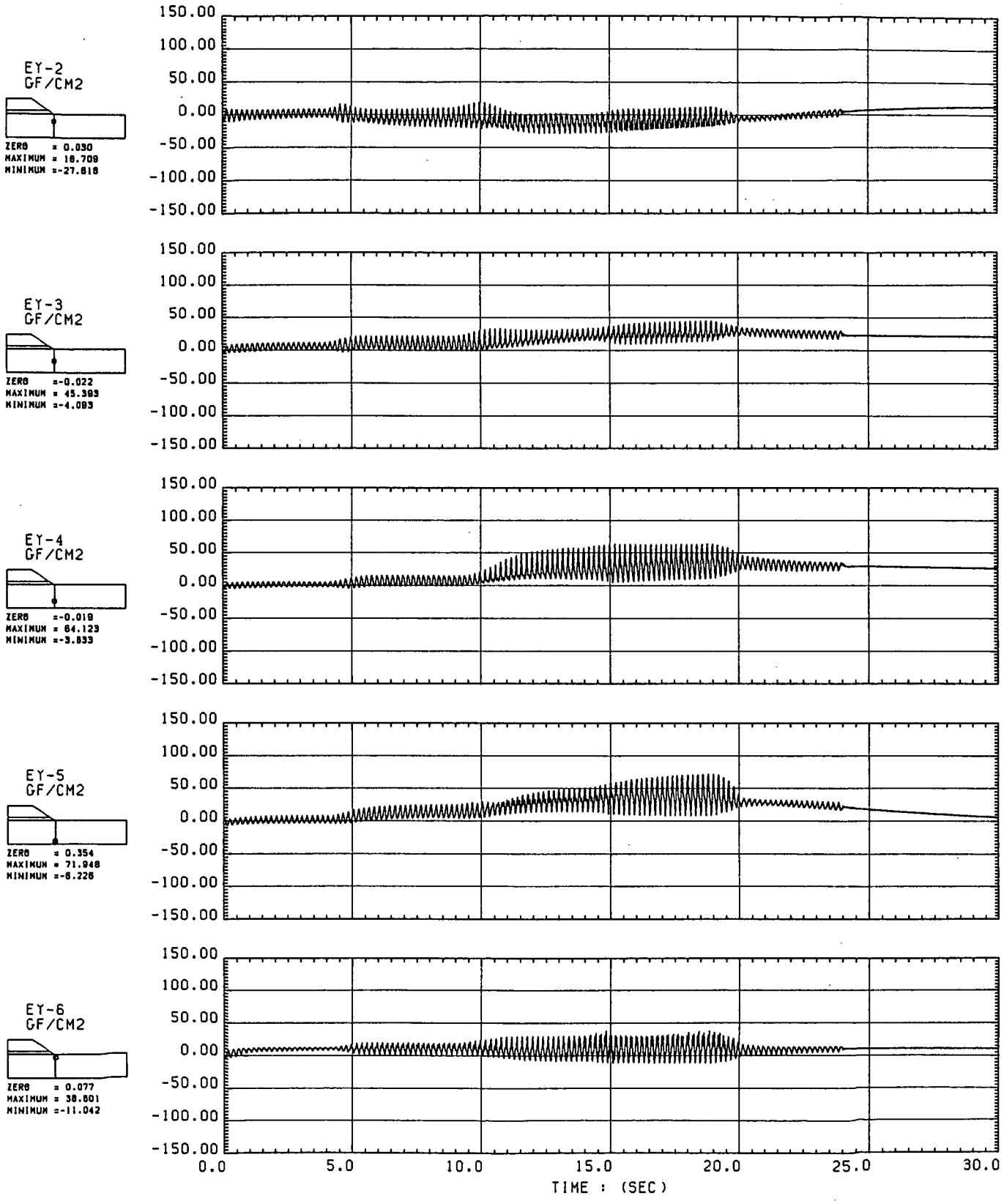
CASE2-2 STEP1 (400GAL/5HZ)



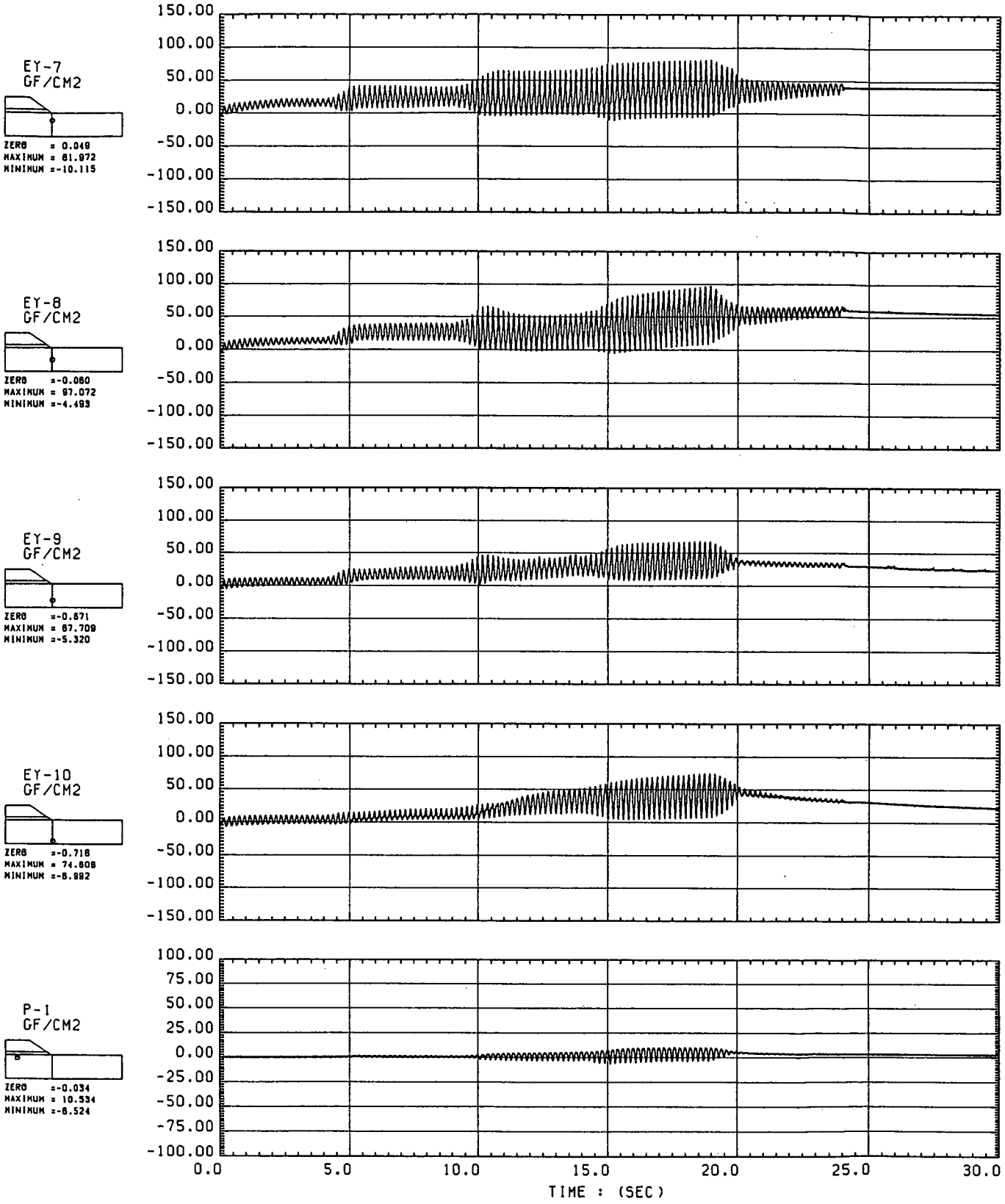
CASE2-1 STEP2 (300GAL/5HZ)



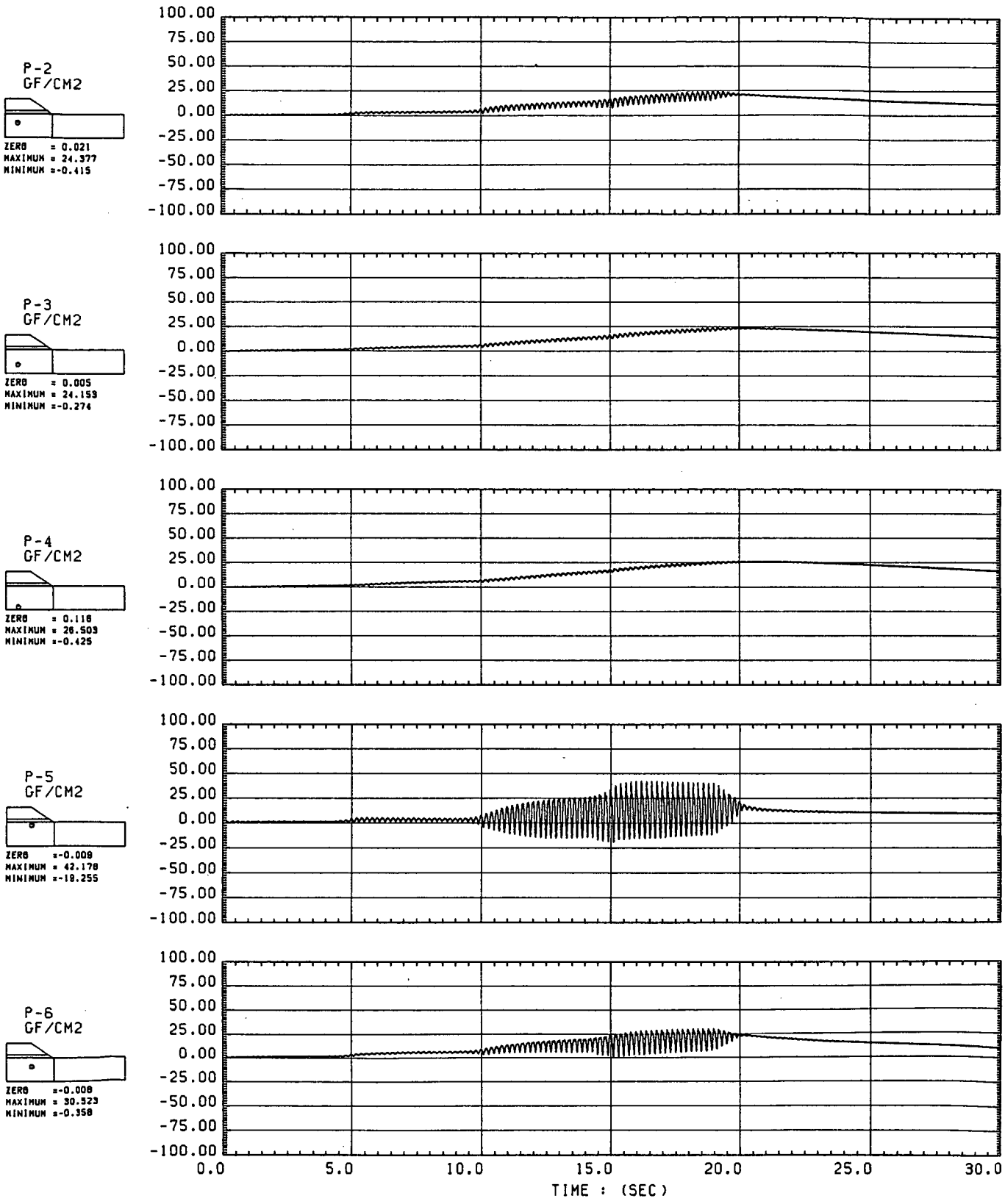
CASE2-1 STEP2 (300GAL/5HZ)



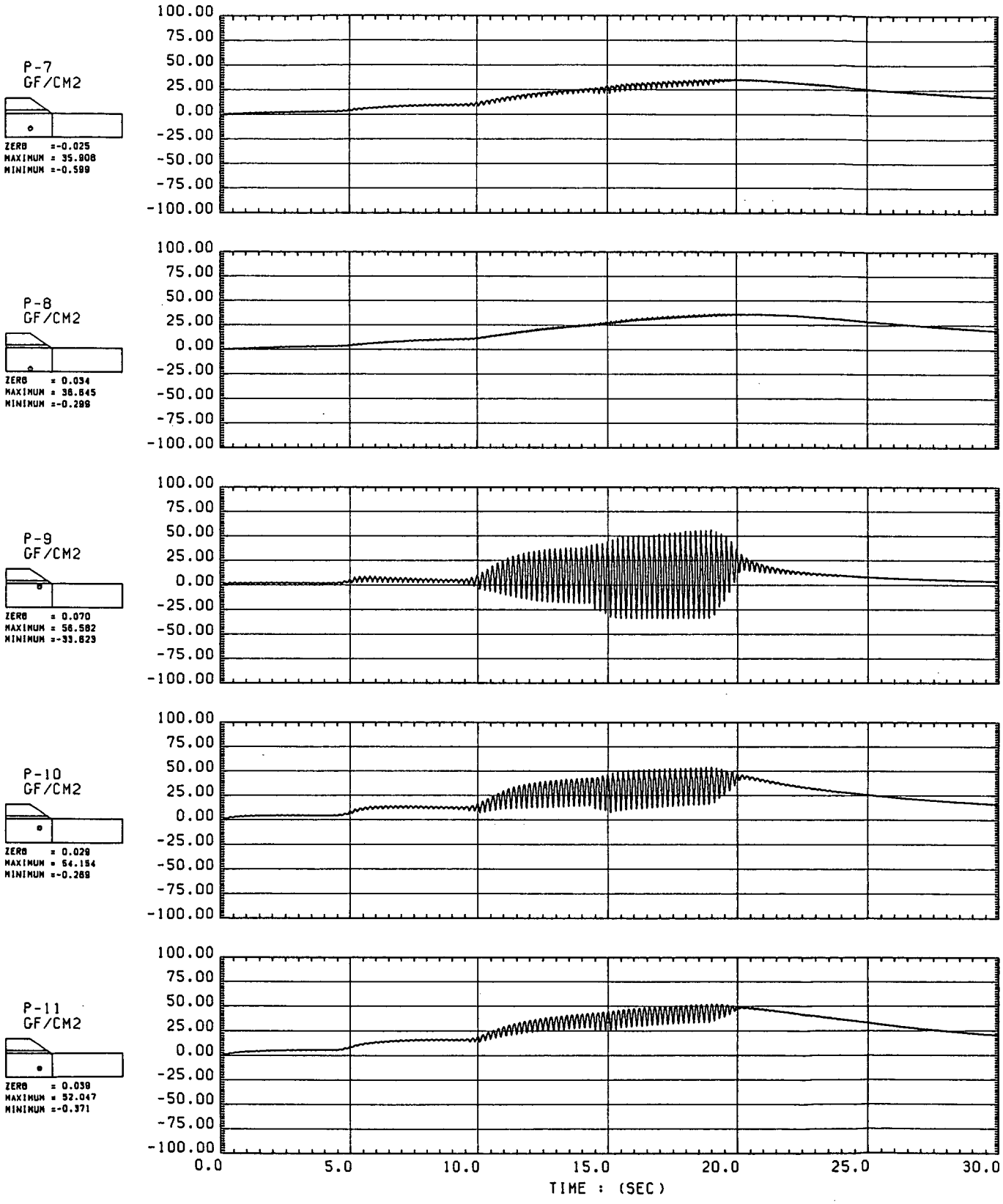
CASE2-1 STEP2 (300GAL/5HZ)



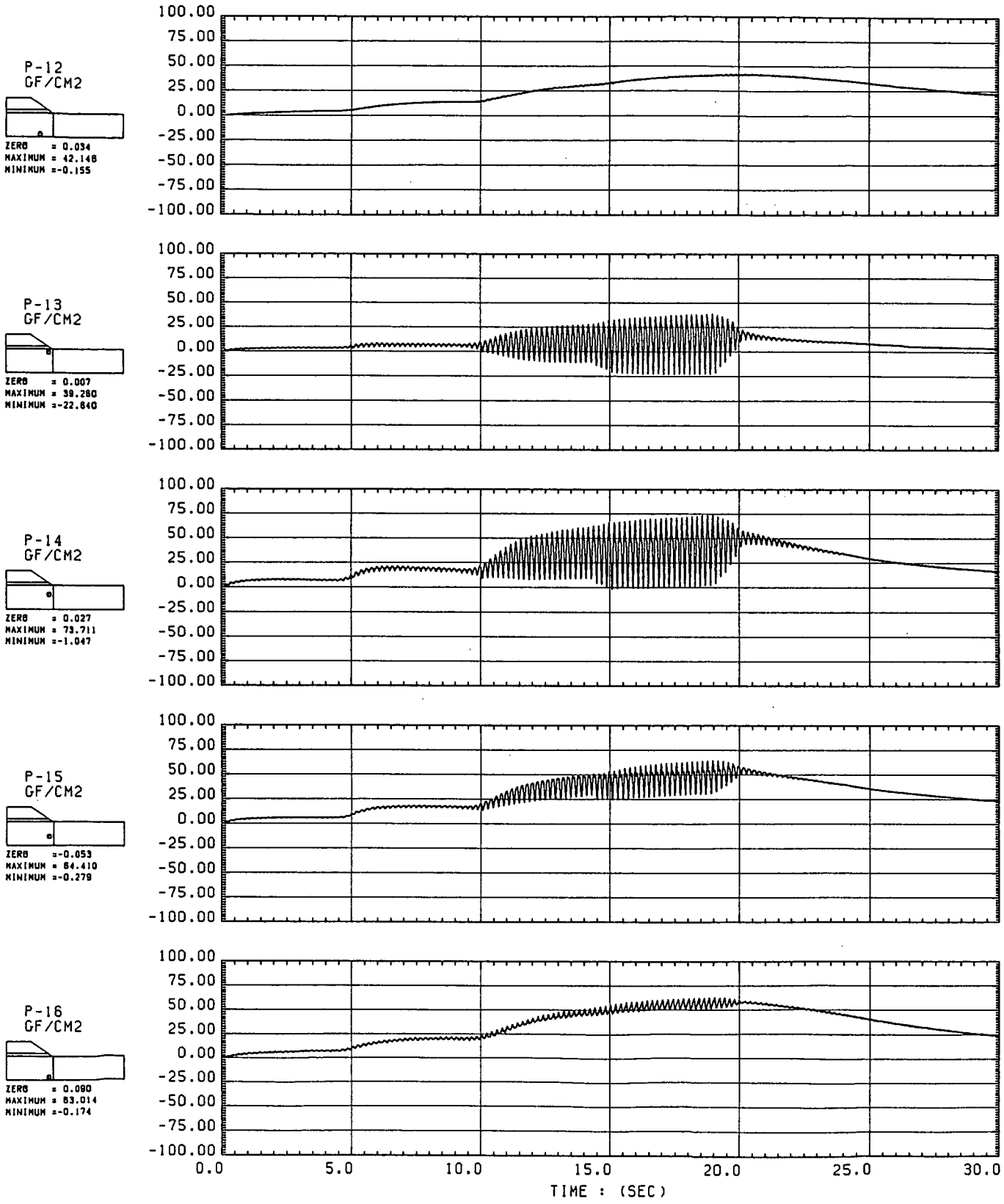
CASE2-1 STEP2 (300GAL/5HZ)



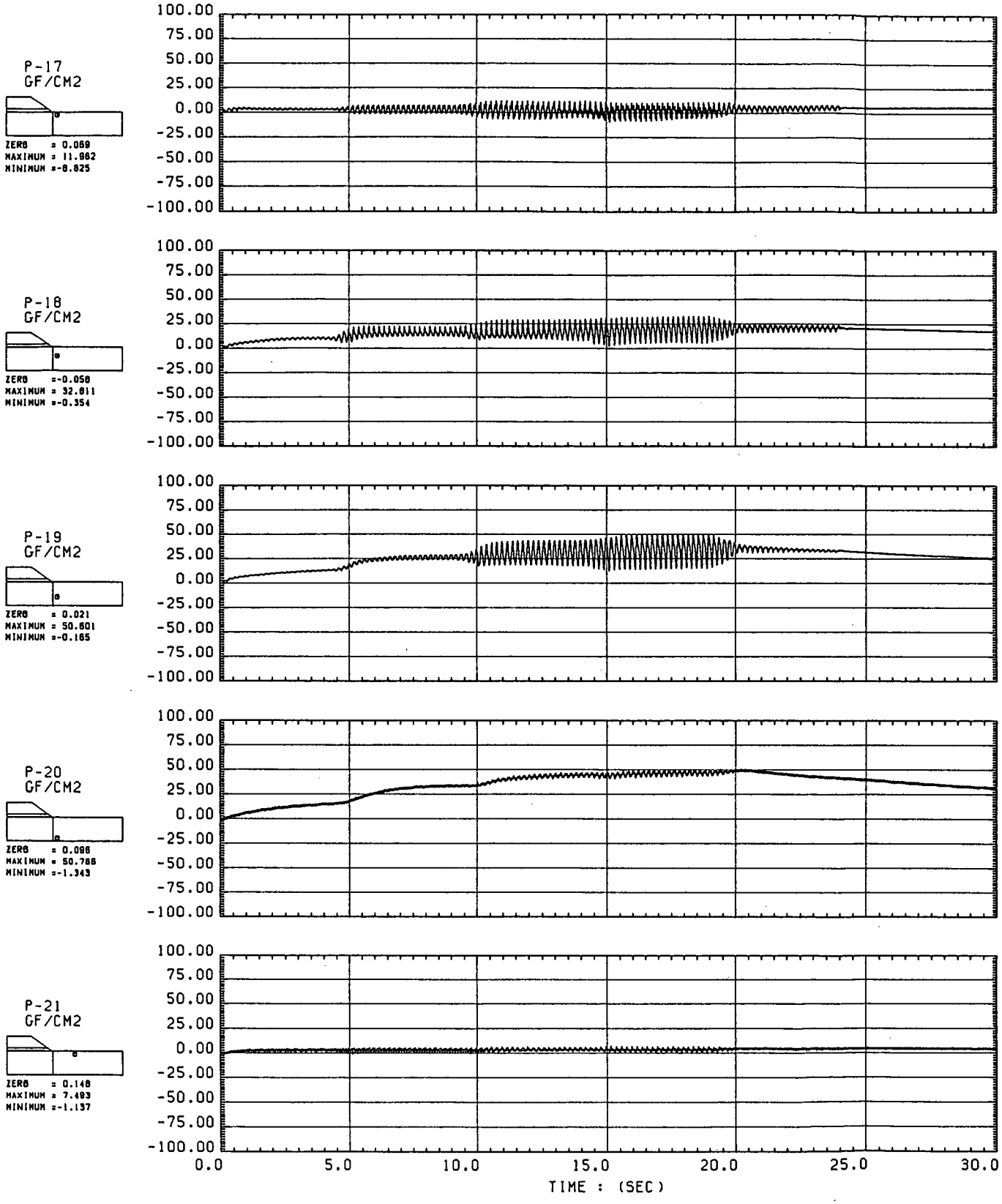
CASE2-1 STEP2 (300GAL/5HZ)



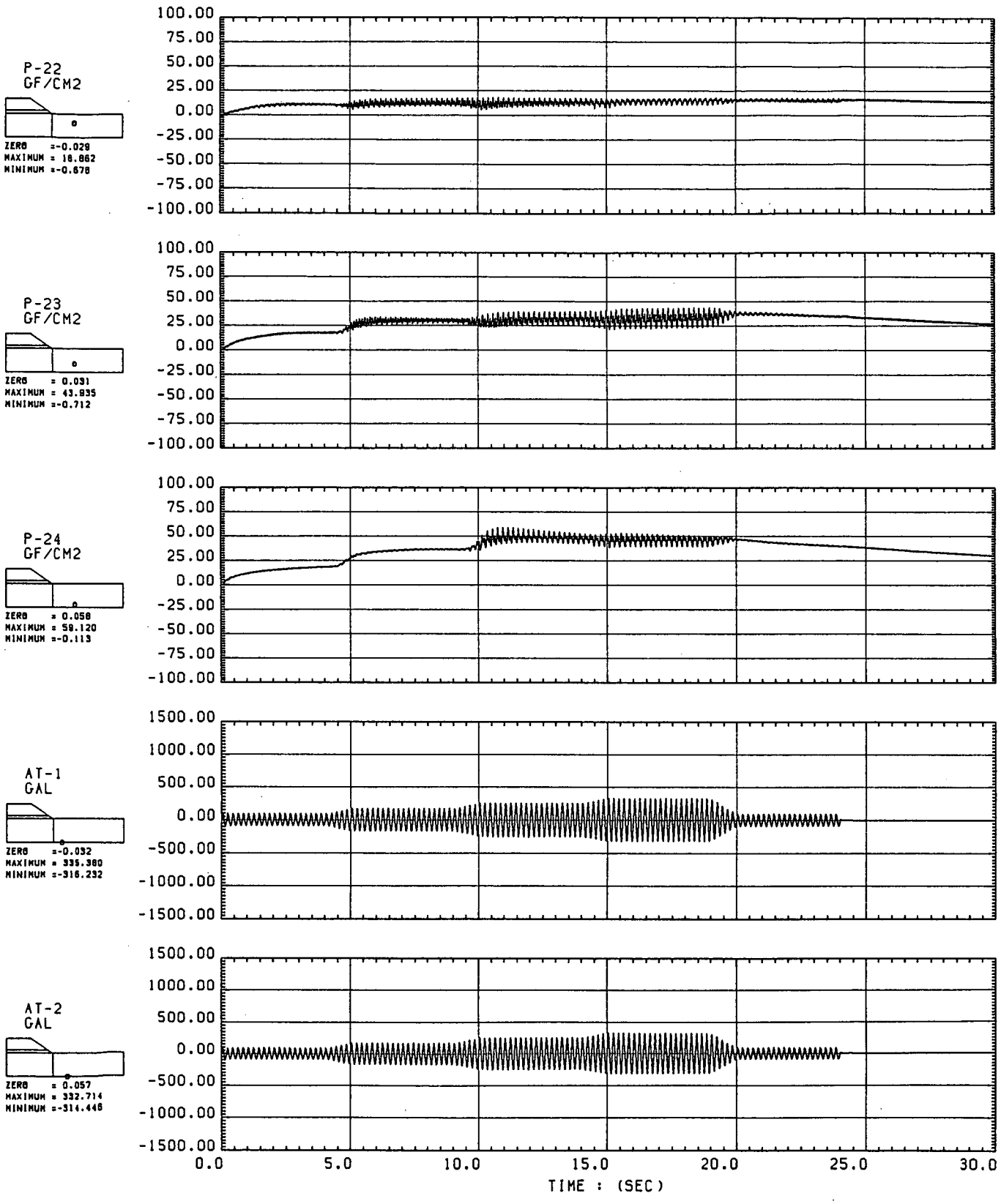
CASE2-1 STEP2 (300GAL/5HZ)



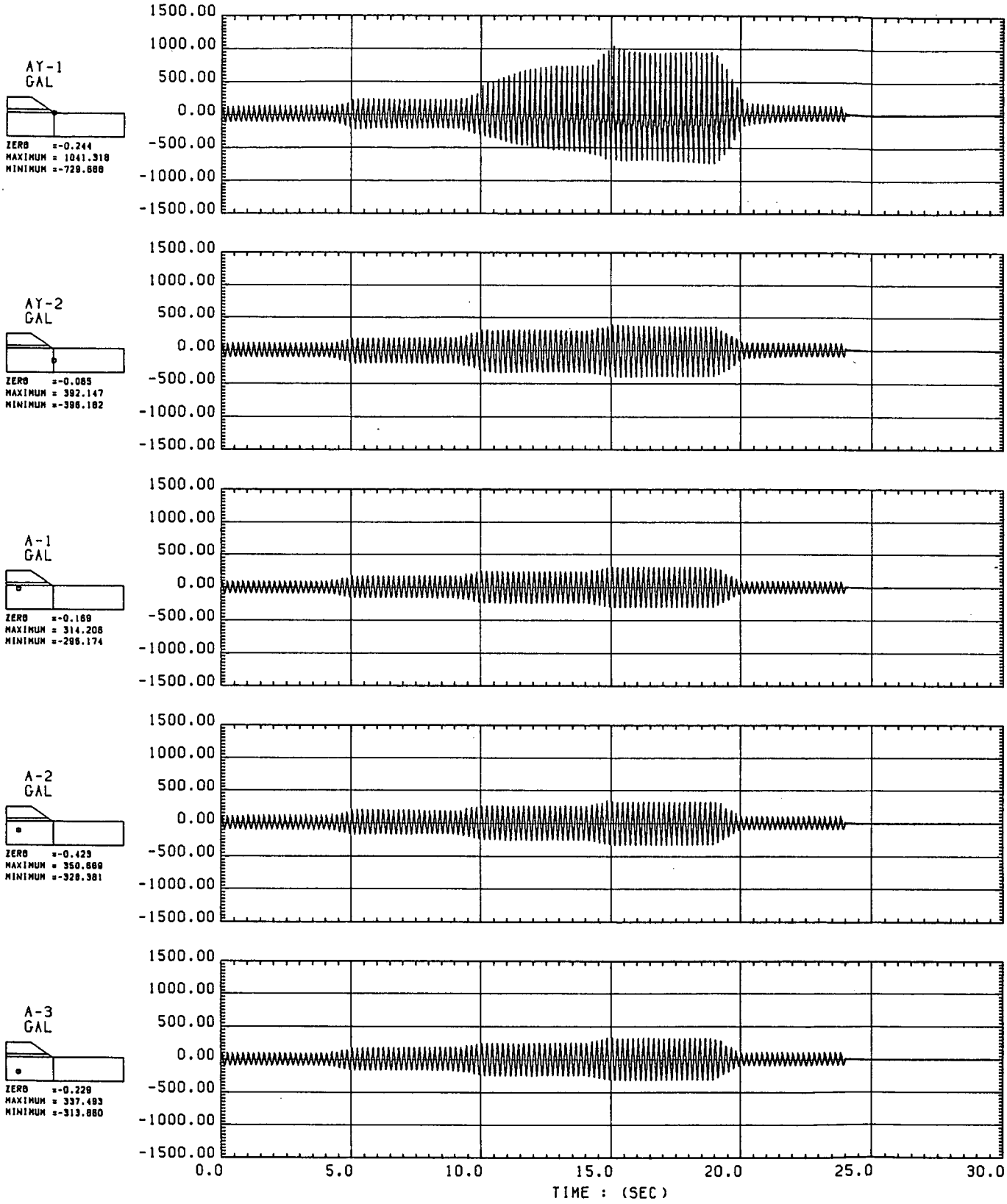
CASE2-1 STEP2 (300GAL/5HZ)



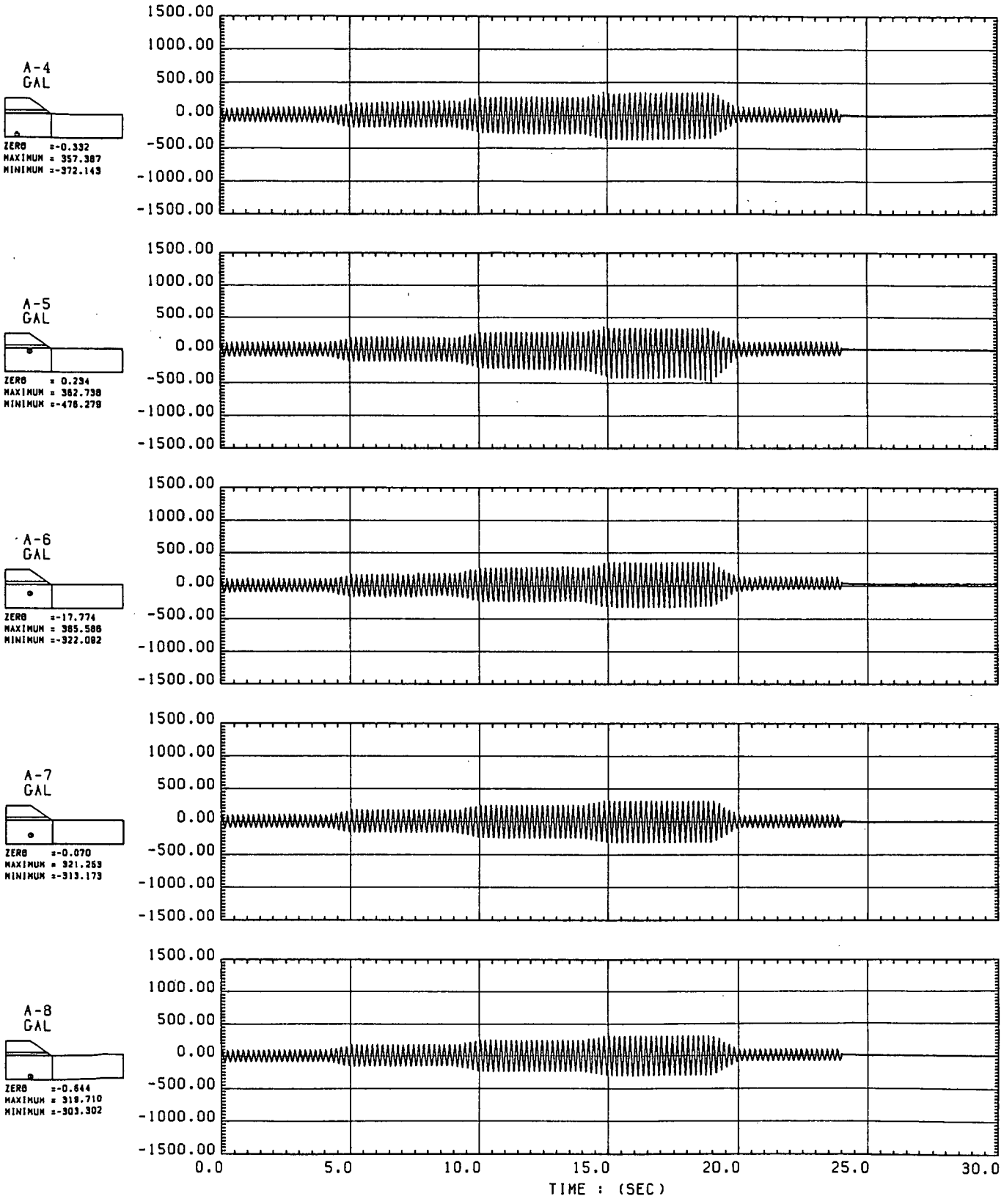
CASE2-1 STEP2 (300GAL/5HZ)



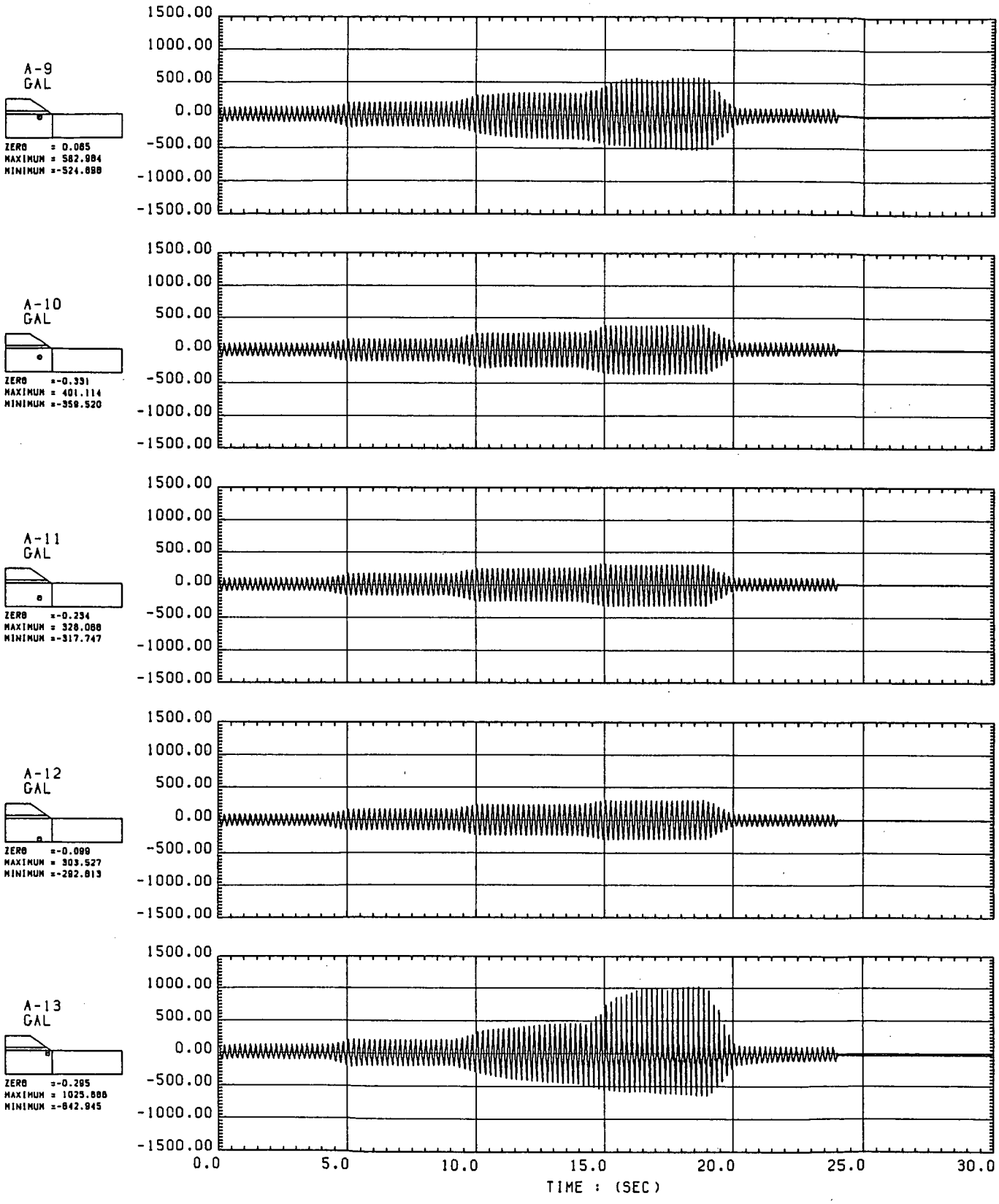
CASE2-1 STEP2 (300GAL/5HZ)



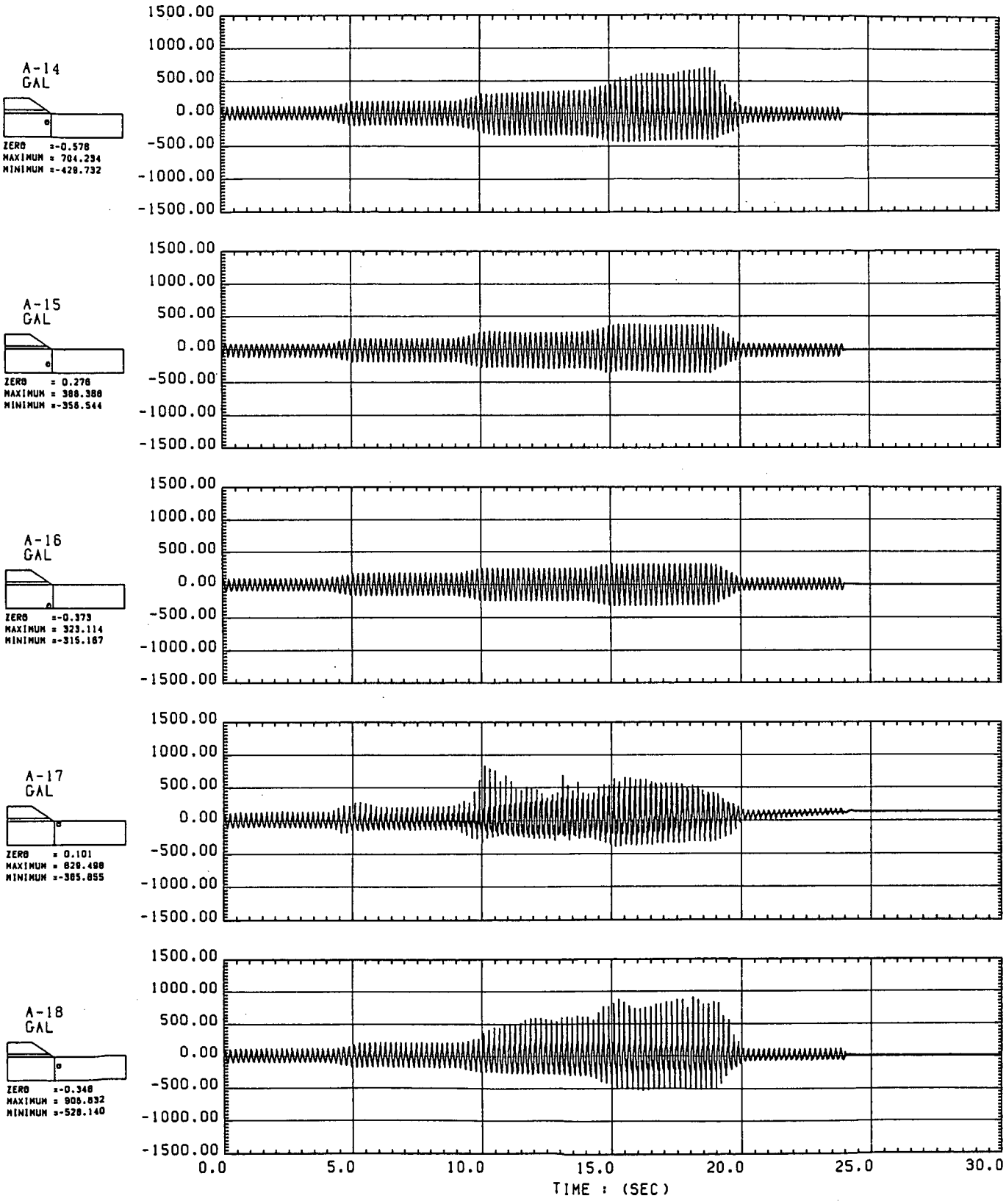
CASE2-1 STEP2 (300GAL/5HZ)



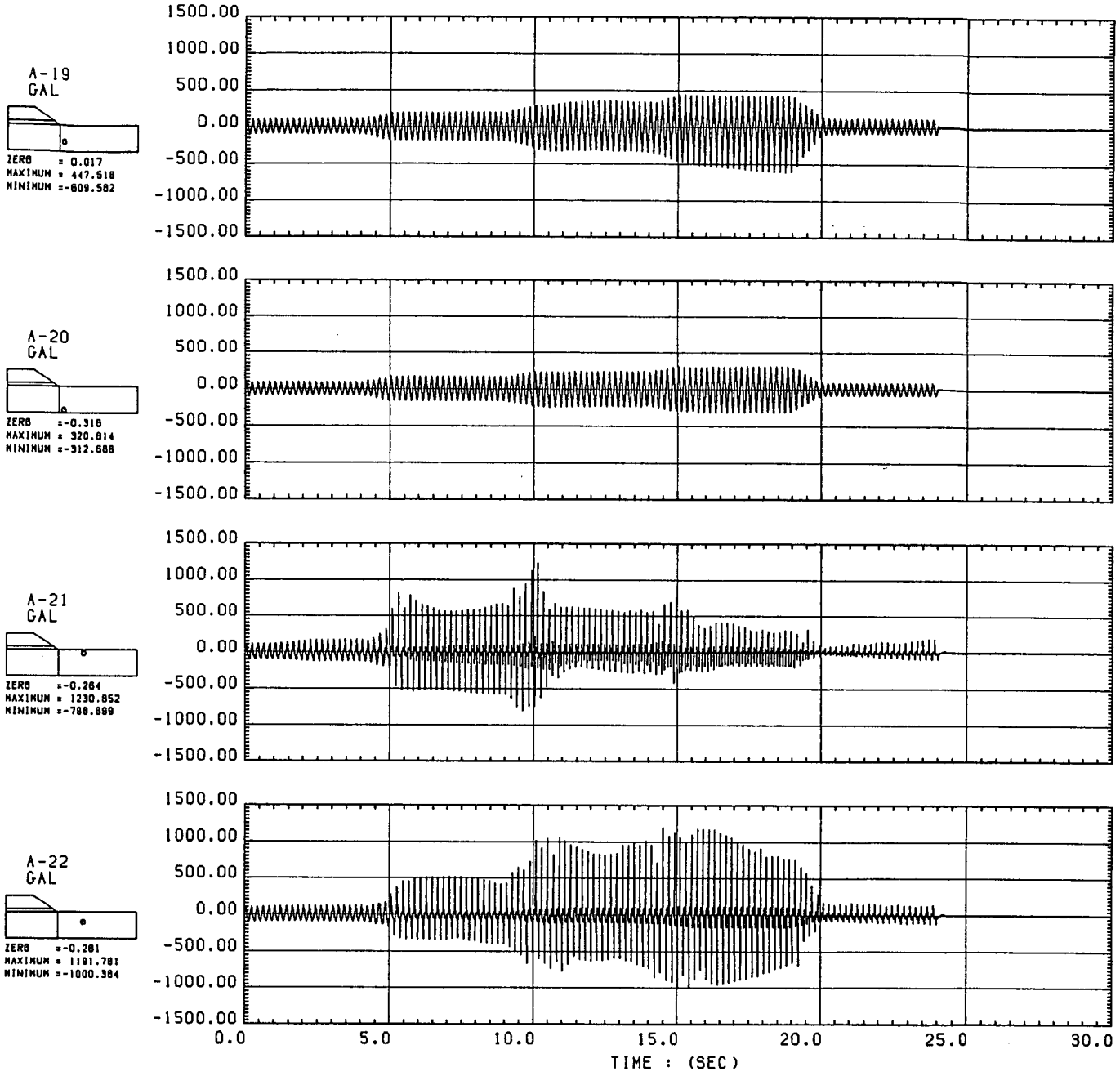
CASE2-1 STEP2 (300GAL/5HZ)



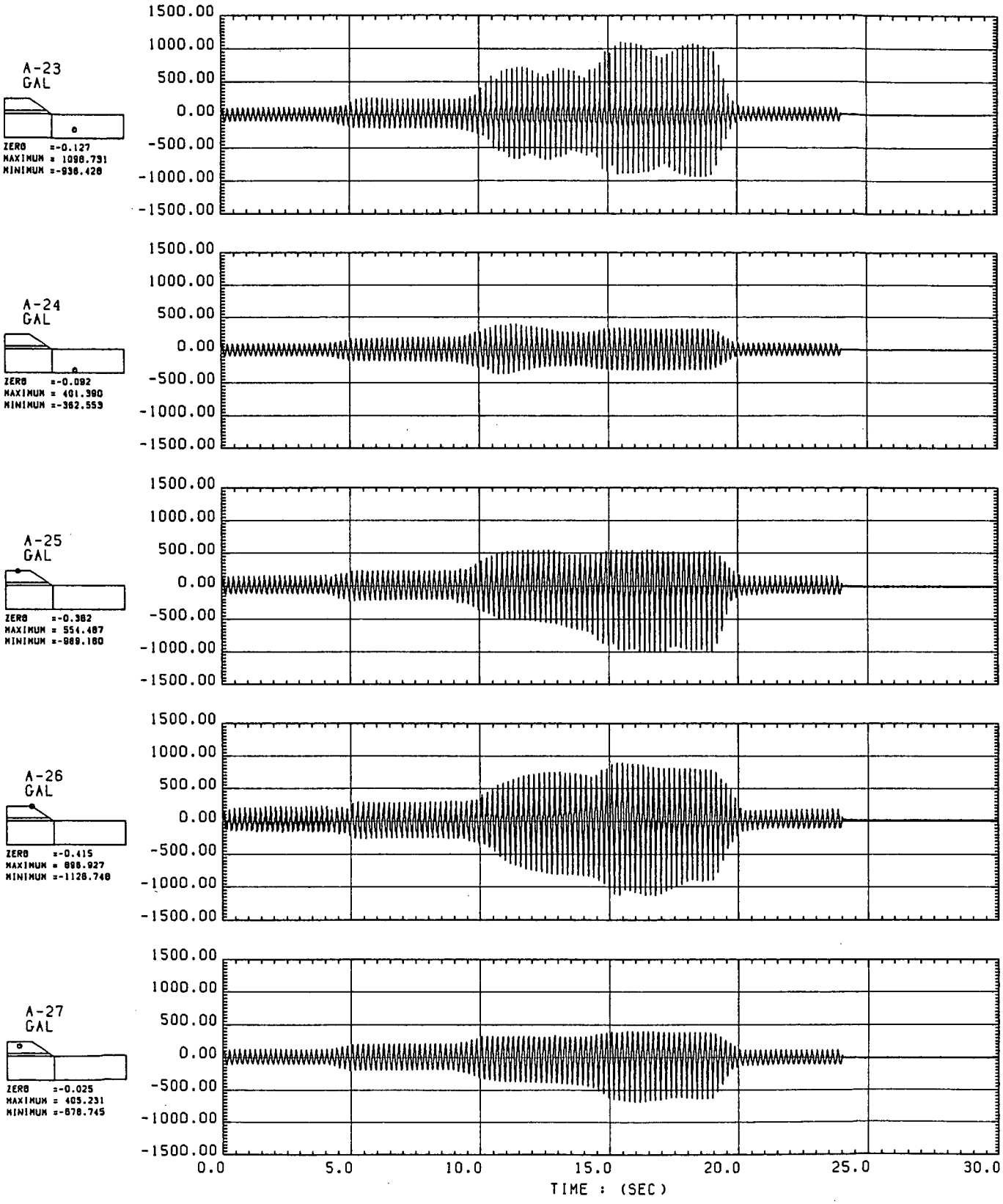
CASE2-1 STEP2 (300GAL/5HZ)



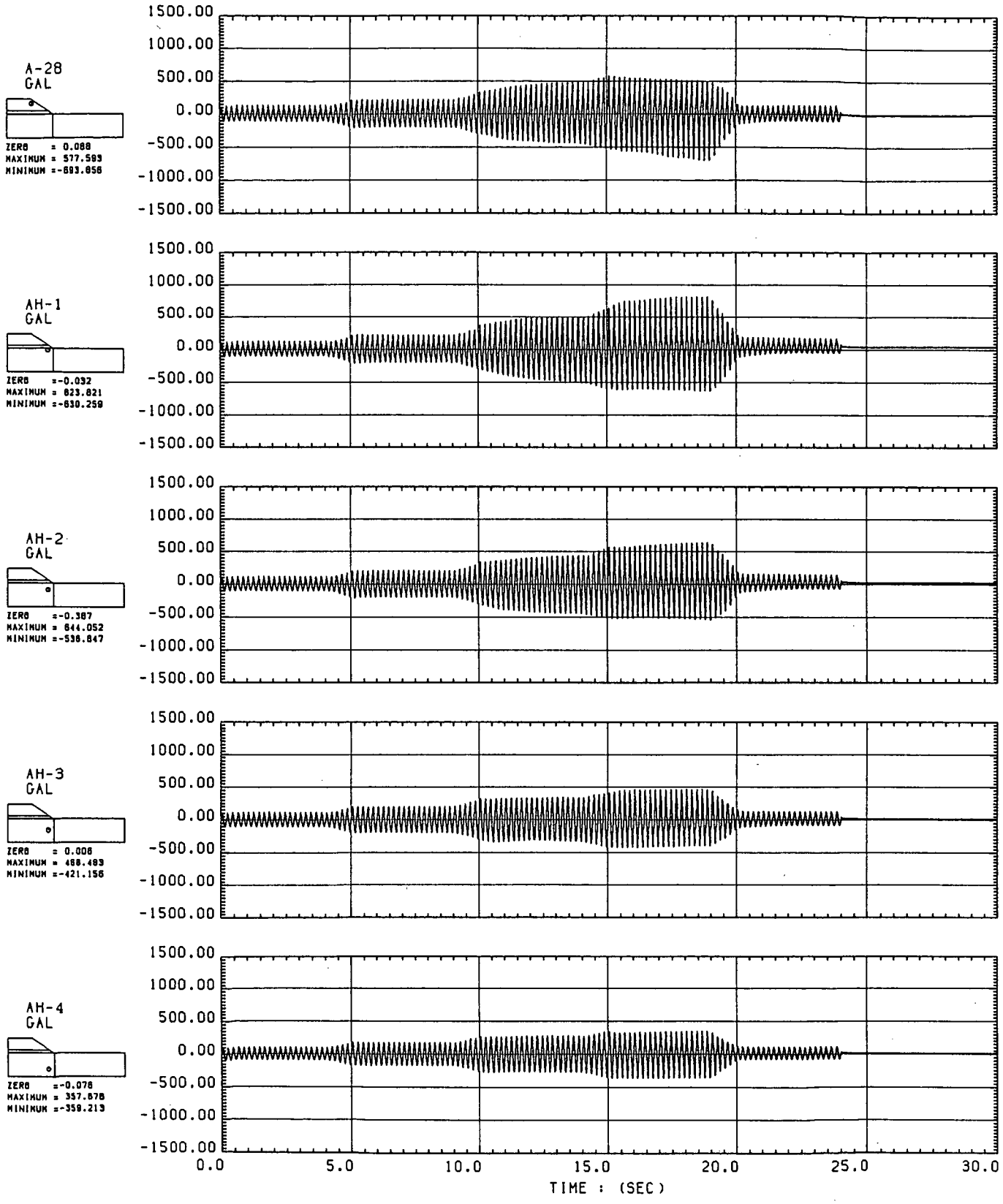
CASE2-1 STEP2 (300GAL/5HZ)



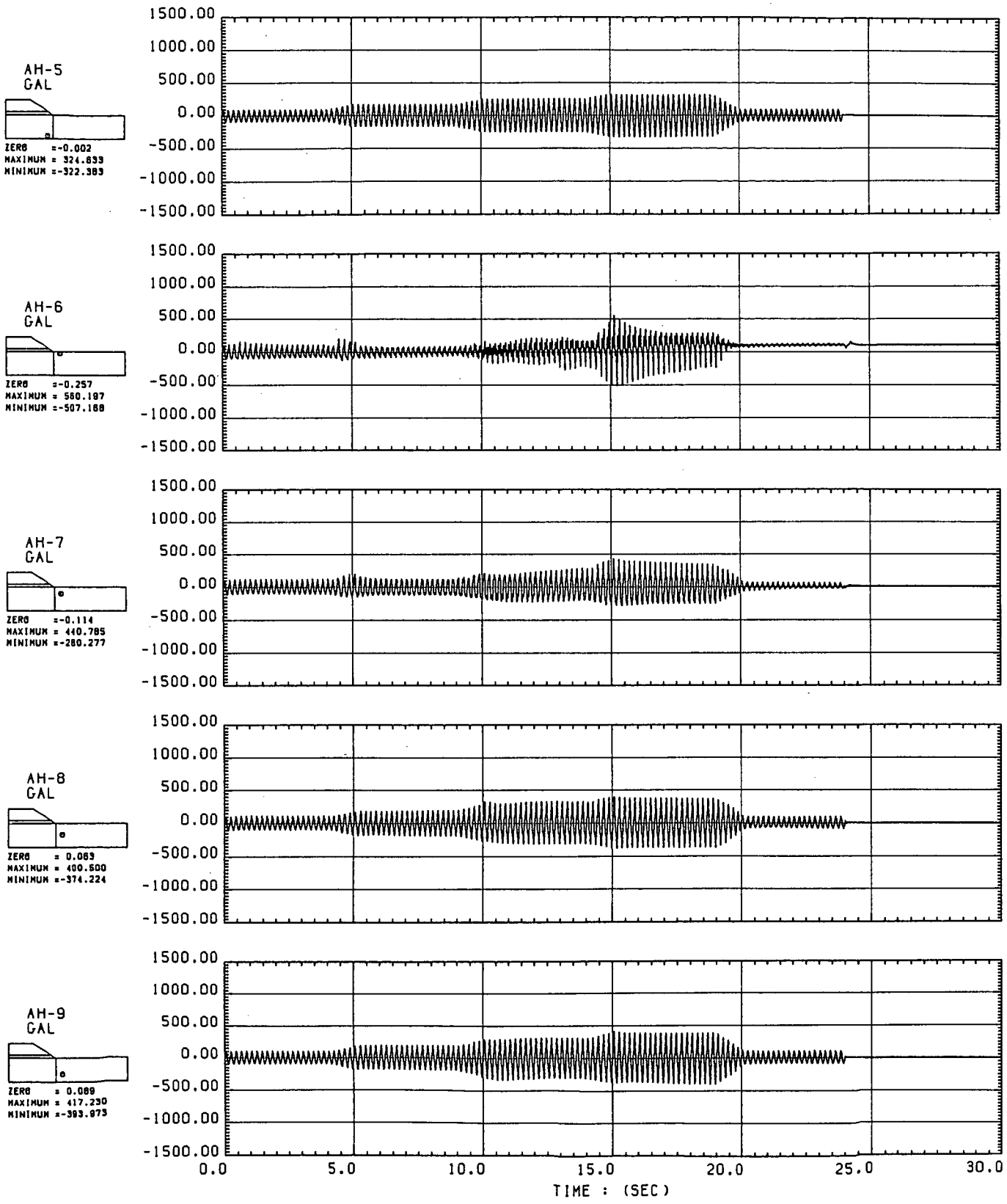
CASE2-2 STEP2 (300GAL/5HZ)



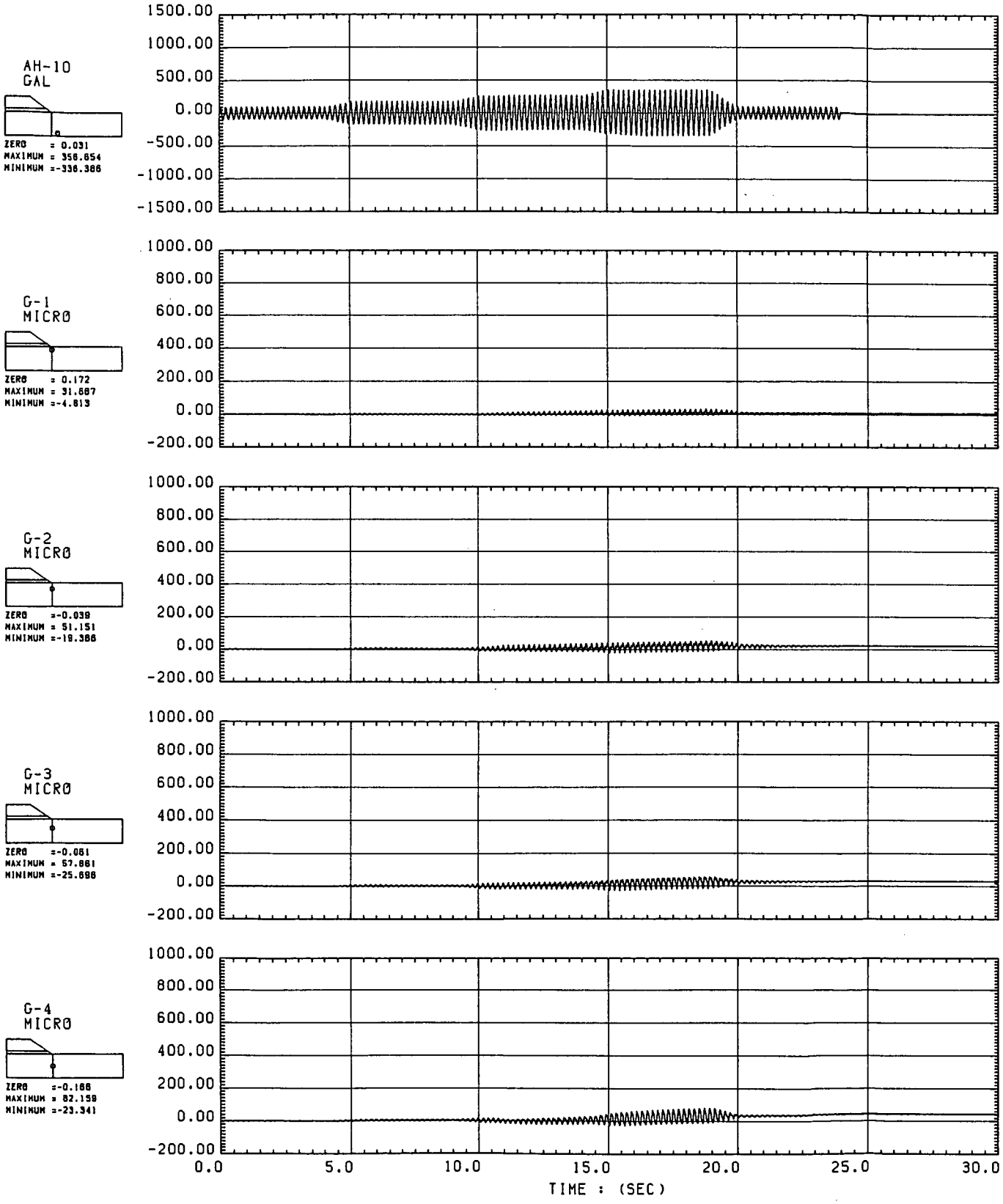
CASE2-2 STEP2 (300GAL/5HZ)



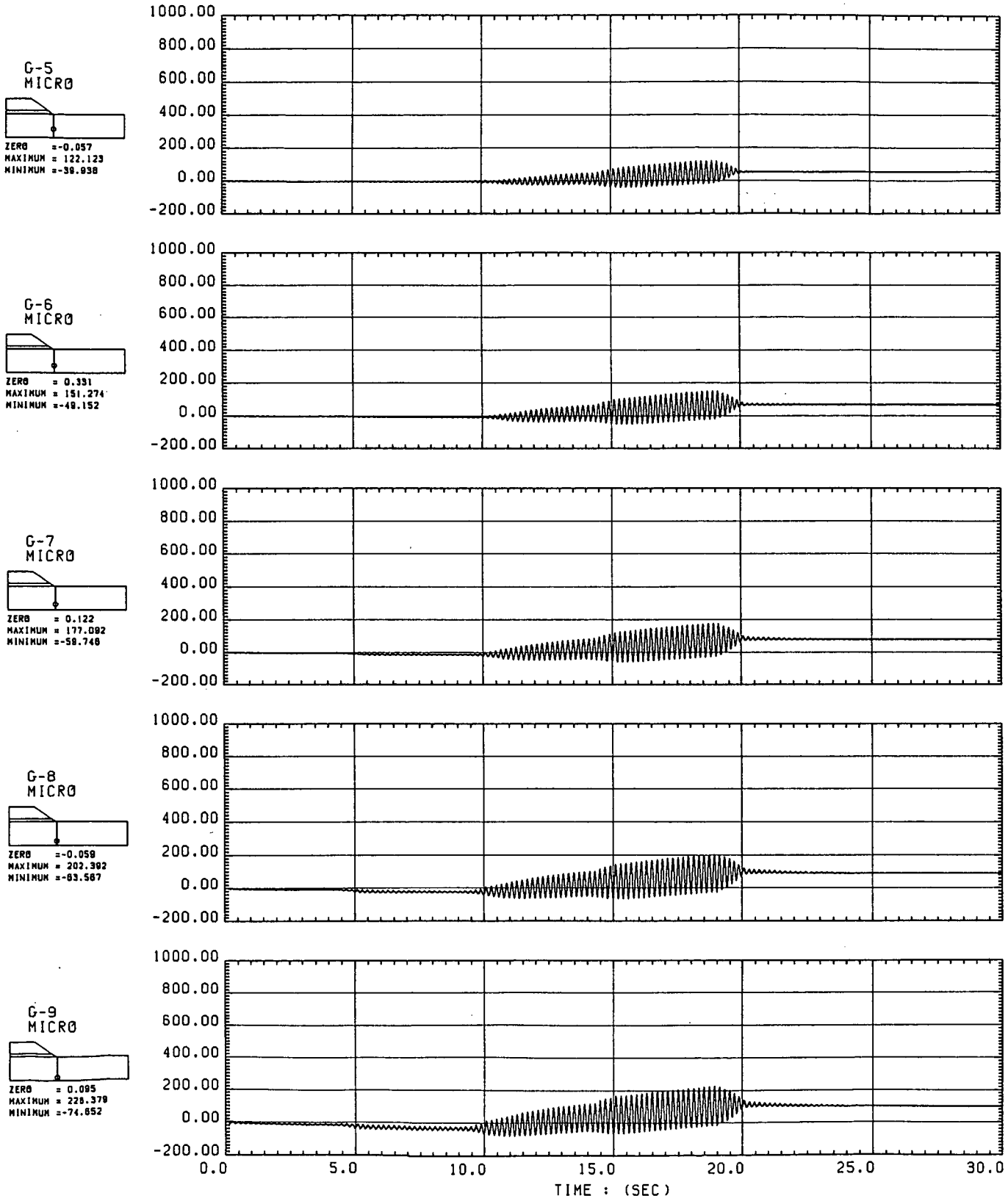
CASE2-2 STEP2 (300GAL/5HZ)



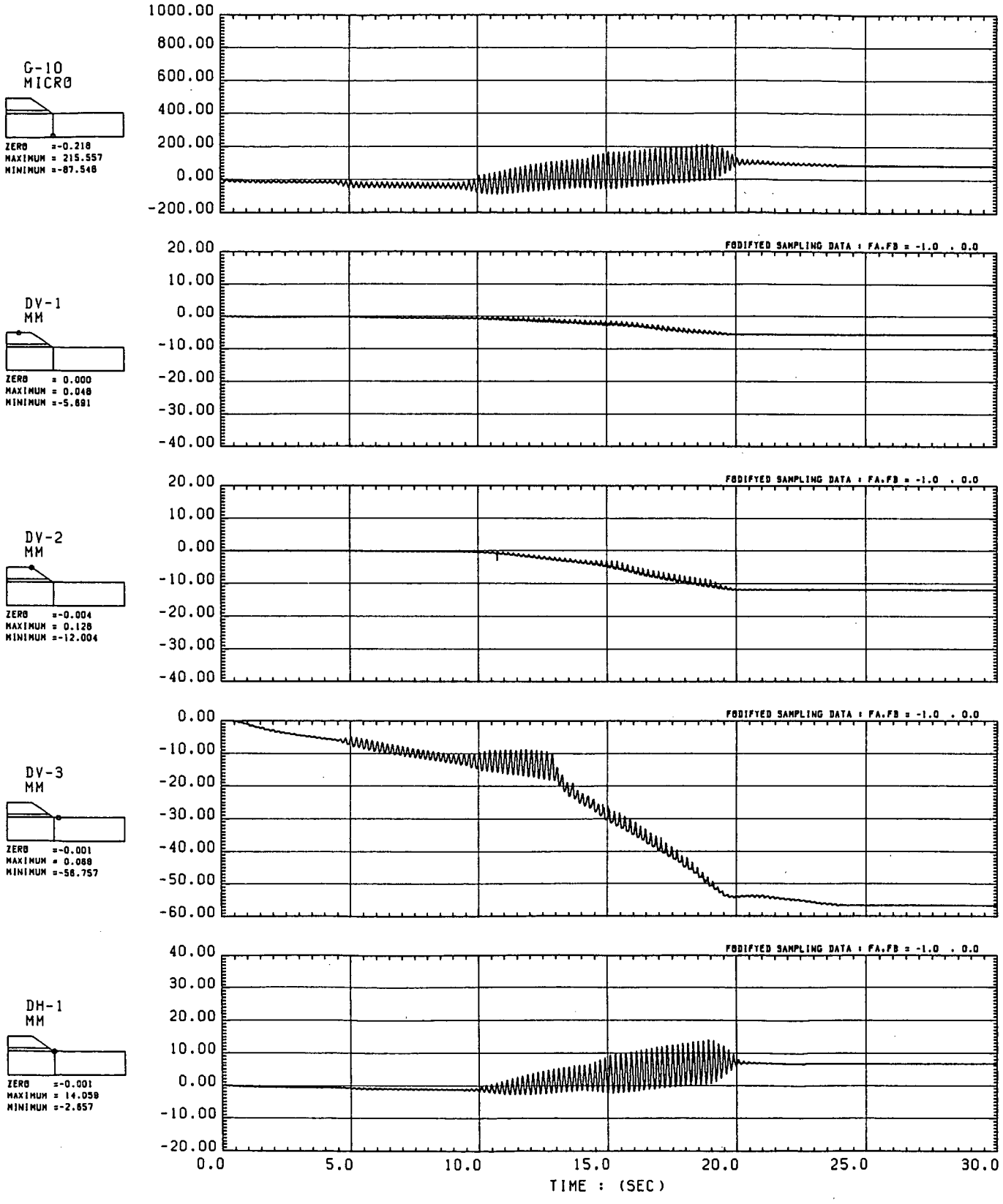
CASE2-2 STEP2 (300GAL/5HZ)

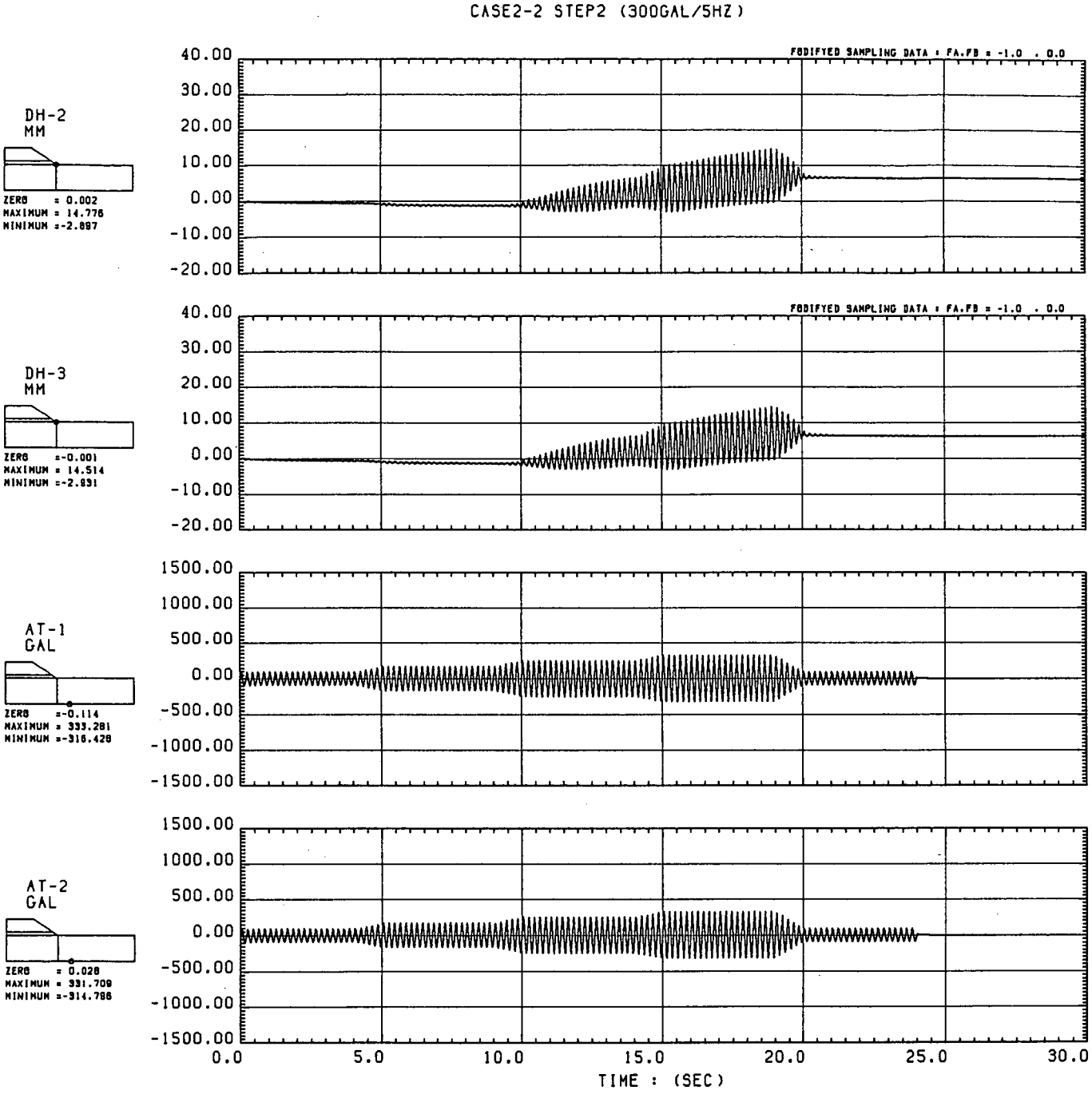


CASE2-2 STEP2 (300GAL/5HZ)

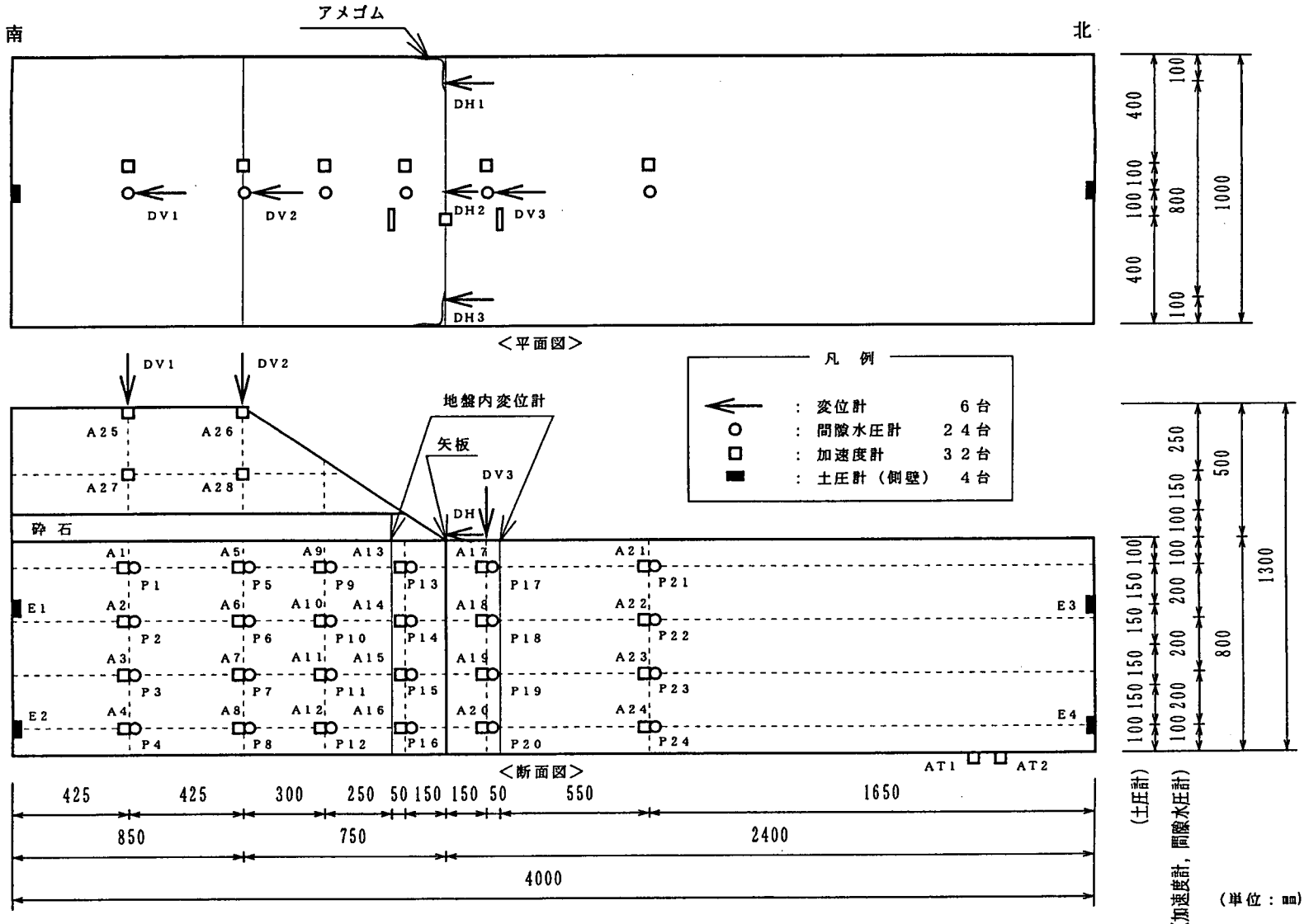


CASE2-2 STEP2 (300GAL/5HZ)



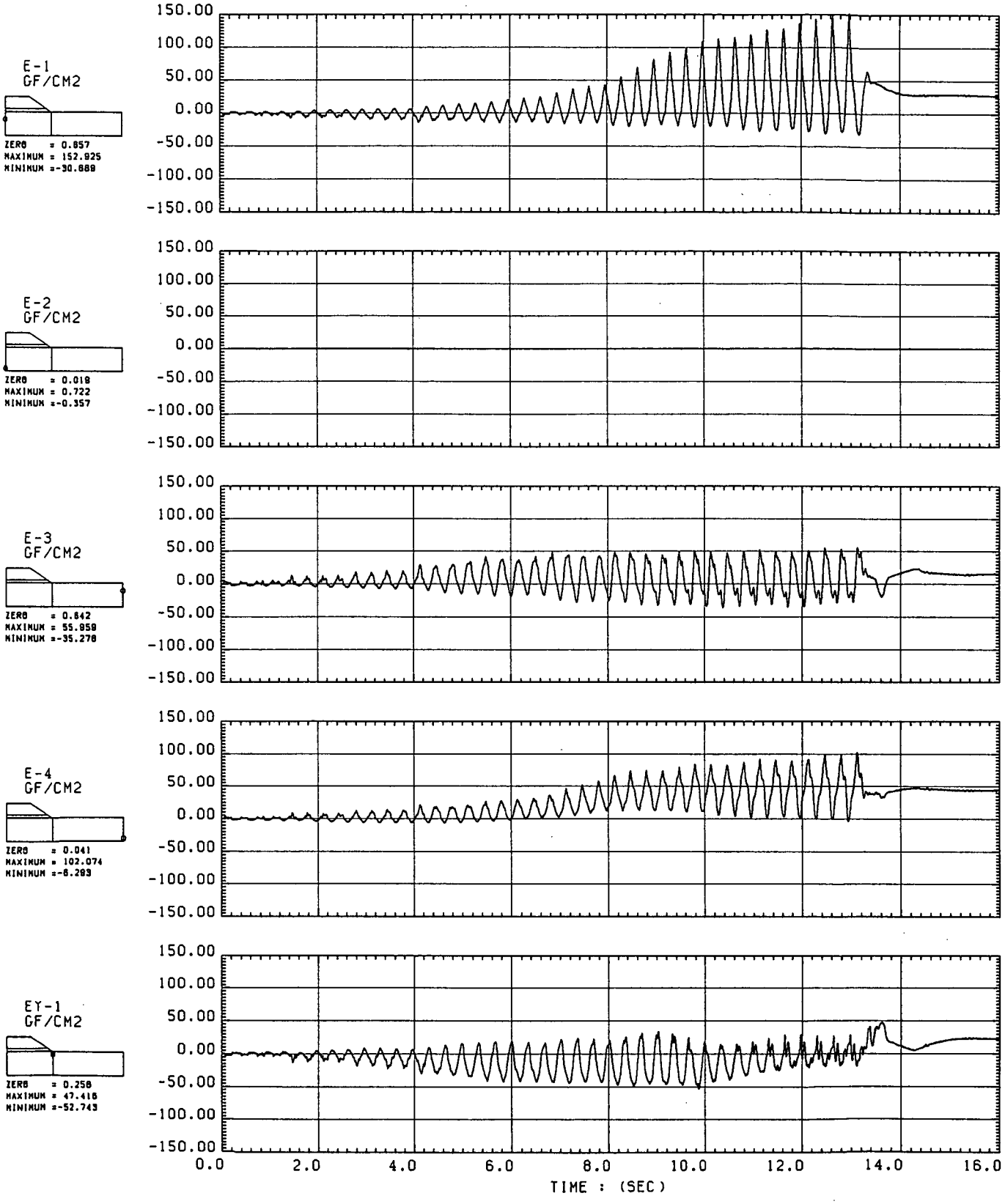

CASE2-2 STEP2 (300GAL/5HZ)
DH-2
MM
ZERO = 0.002
MAXIMUM = 14.776
MINIMUM =-2.897
MODIFYED SAMPLING DATA : FA,FB = -1.0 , 0.0
40.00
30.00
20.00
10.00
0.00
-10.00
-20.00
DH-3
MM
ZERO =-0.001
MAXIMUM = 14.514
MINIMUM =-2.831
MODIFYED SAMPLING DATA : FA,FB = -1.0 , 0.0
AT-1
GAL
ZERO =-0.114
MAXIMUM = 333.281
MINIMUM =-316.428
1500.00
1000.00
500.00
0.00
-500.00
-1000.00
-1500.00
AT-2
GAL
ZERO = 0.028
MAXIMUM = 331.709
MINIMUM =-314.786
0.0
5.0
10.0
15.0
20.0
25.0
30.0
TIME : (SEC)

Case3

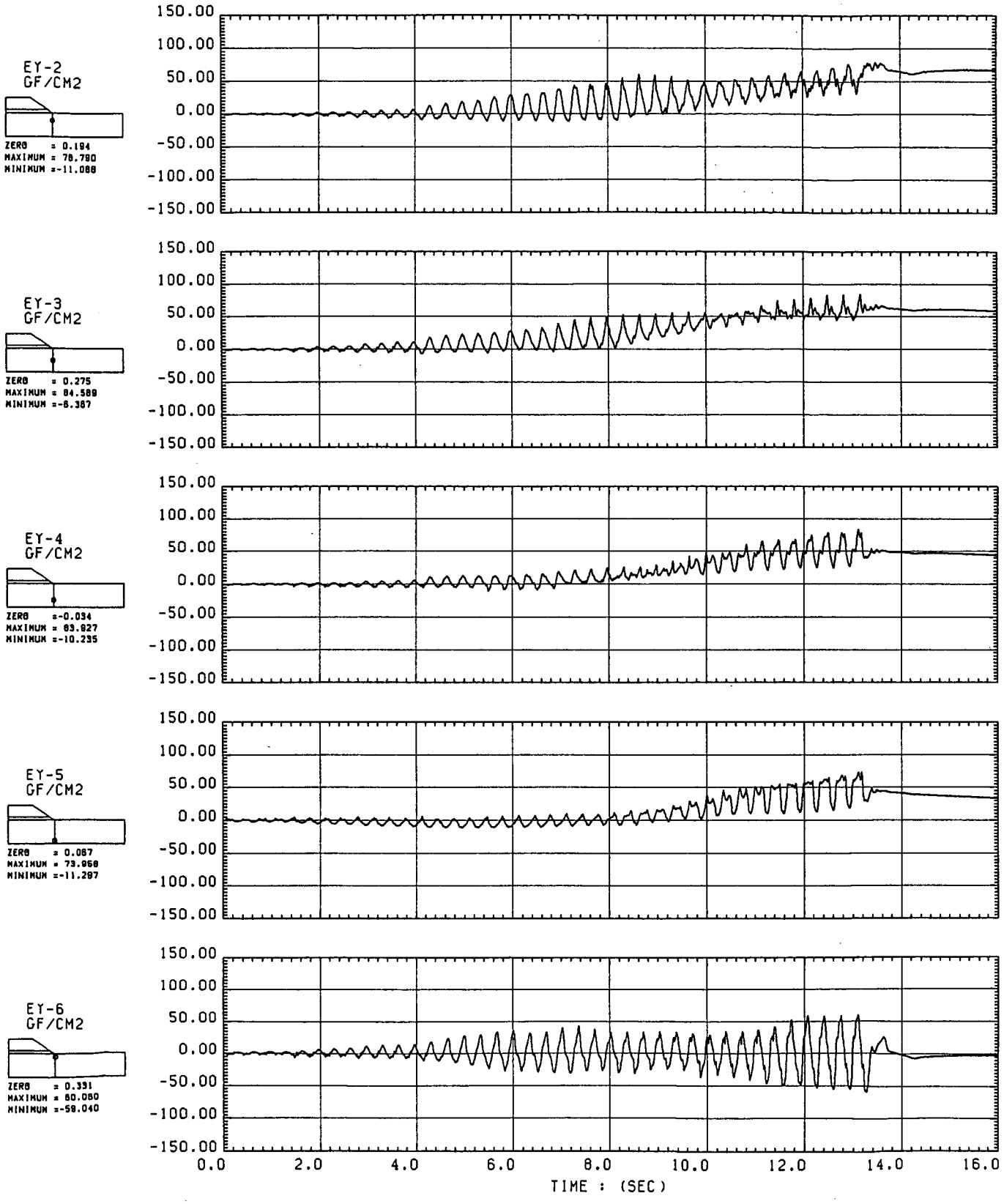


地盤の計測器設置位置

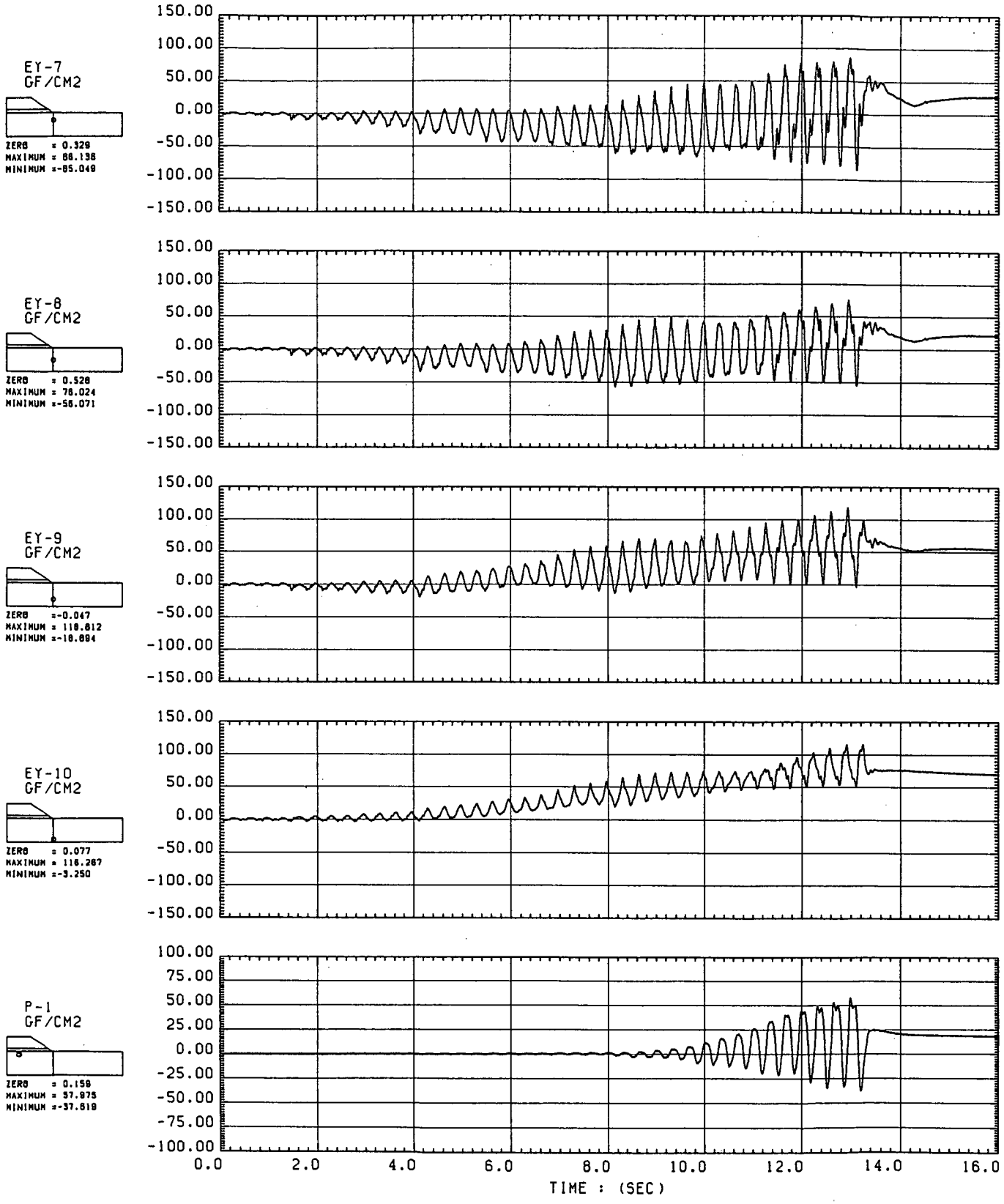
CASE3-1 STEP1 (400GAL/3HZ)



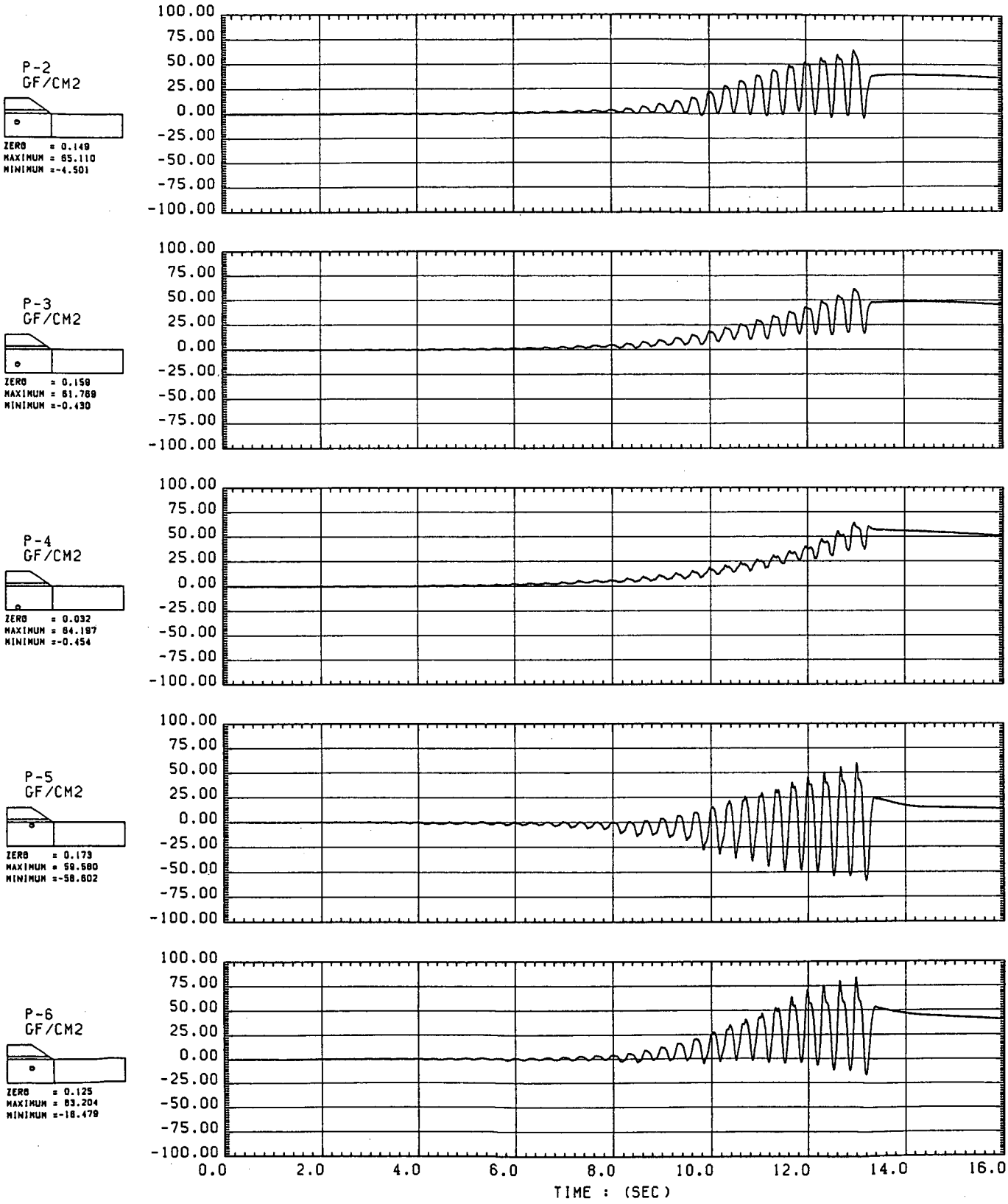
CASE3-1 STEP1 (400GAL/3HZ)



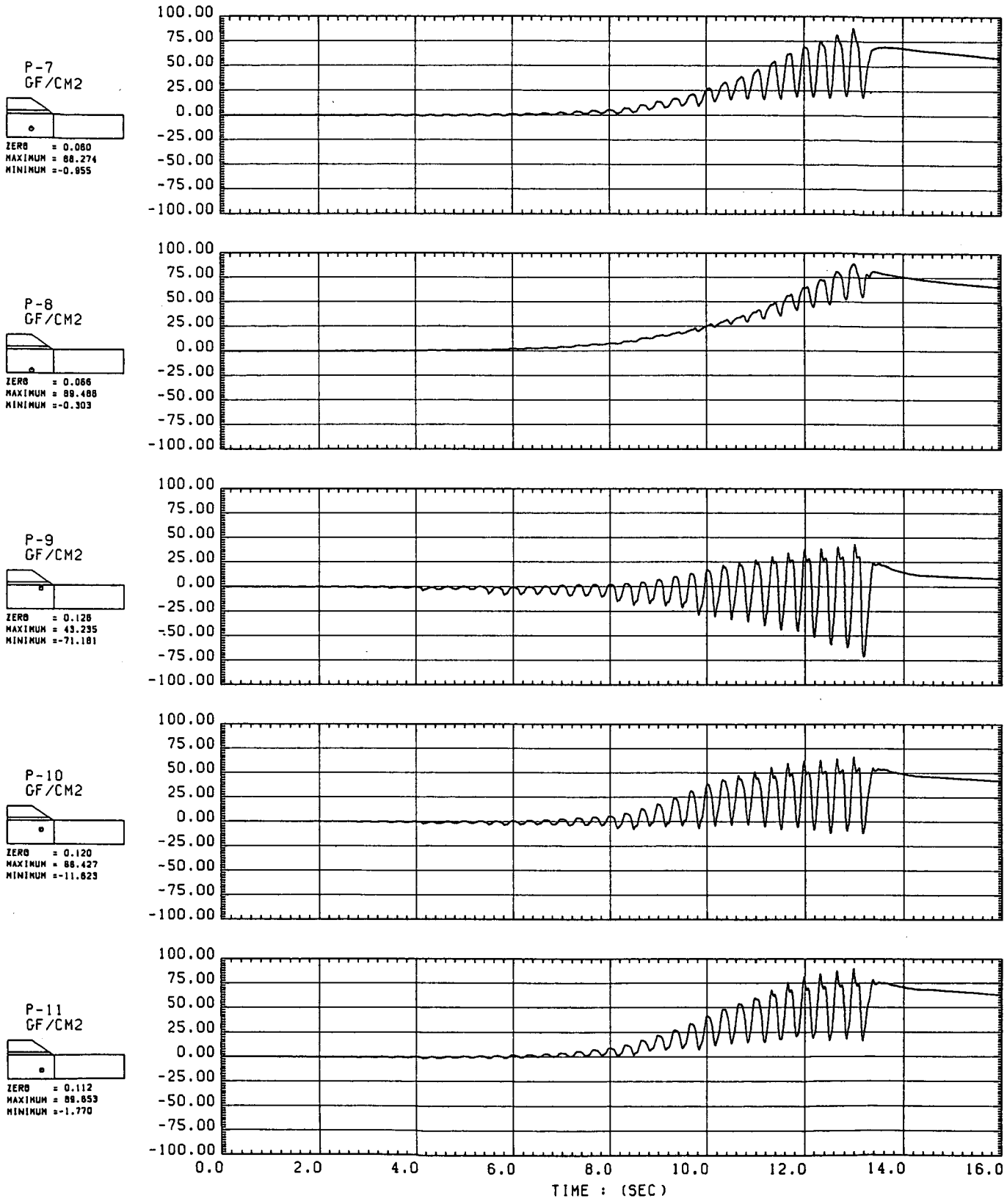
CASE3-1 STEP1 (400GAL/3HZ)



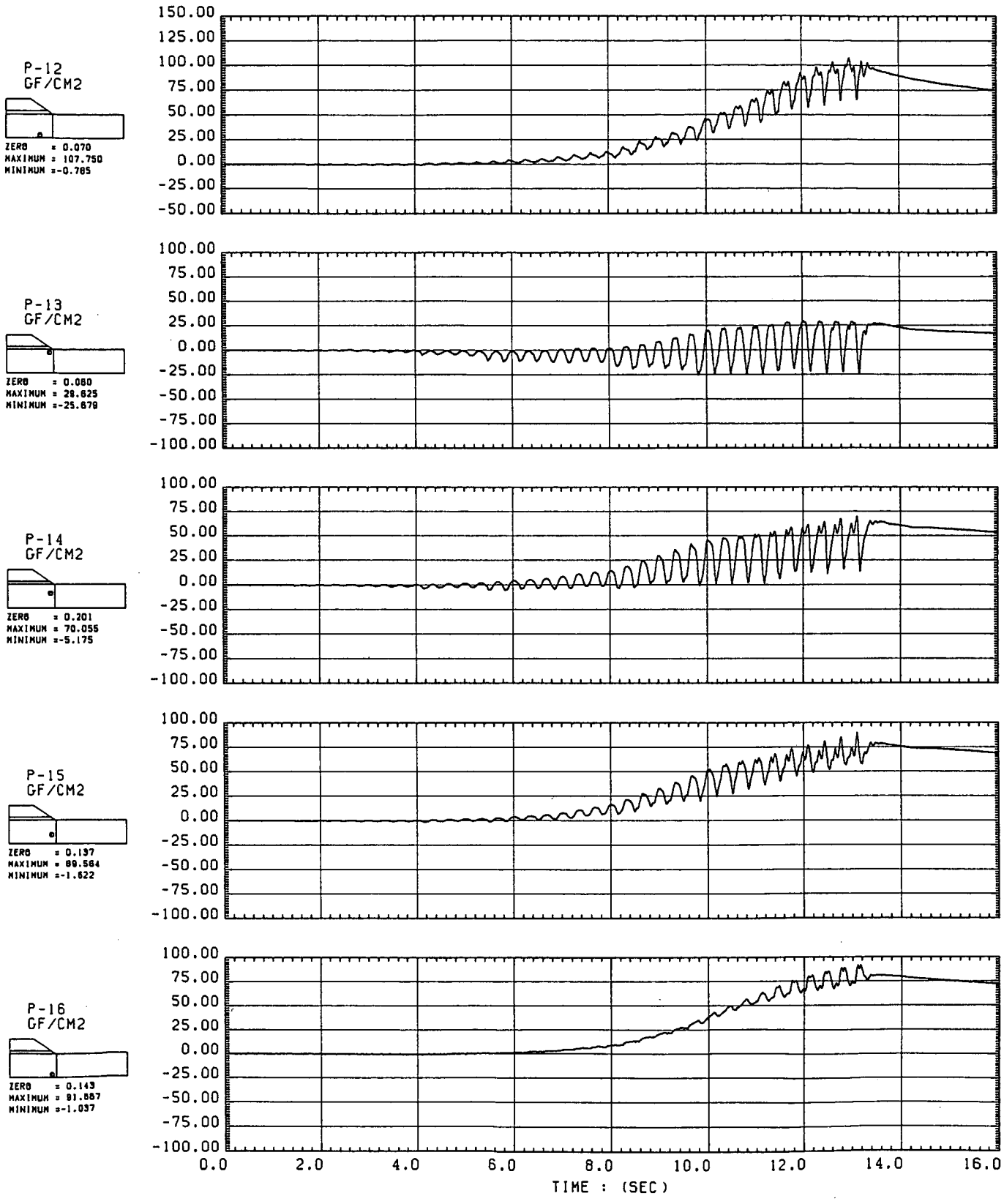
CASE3-1 STEP1 (400GAL/3HZ)



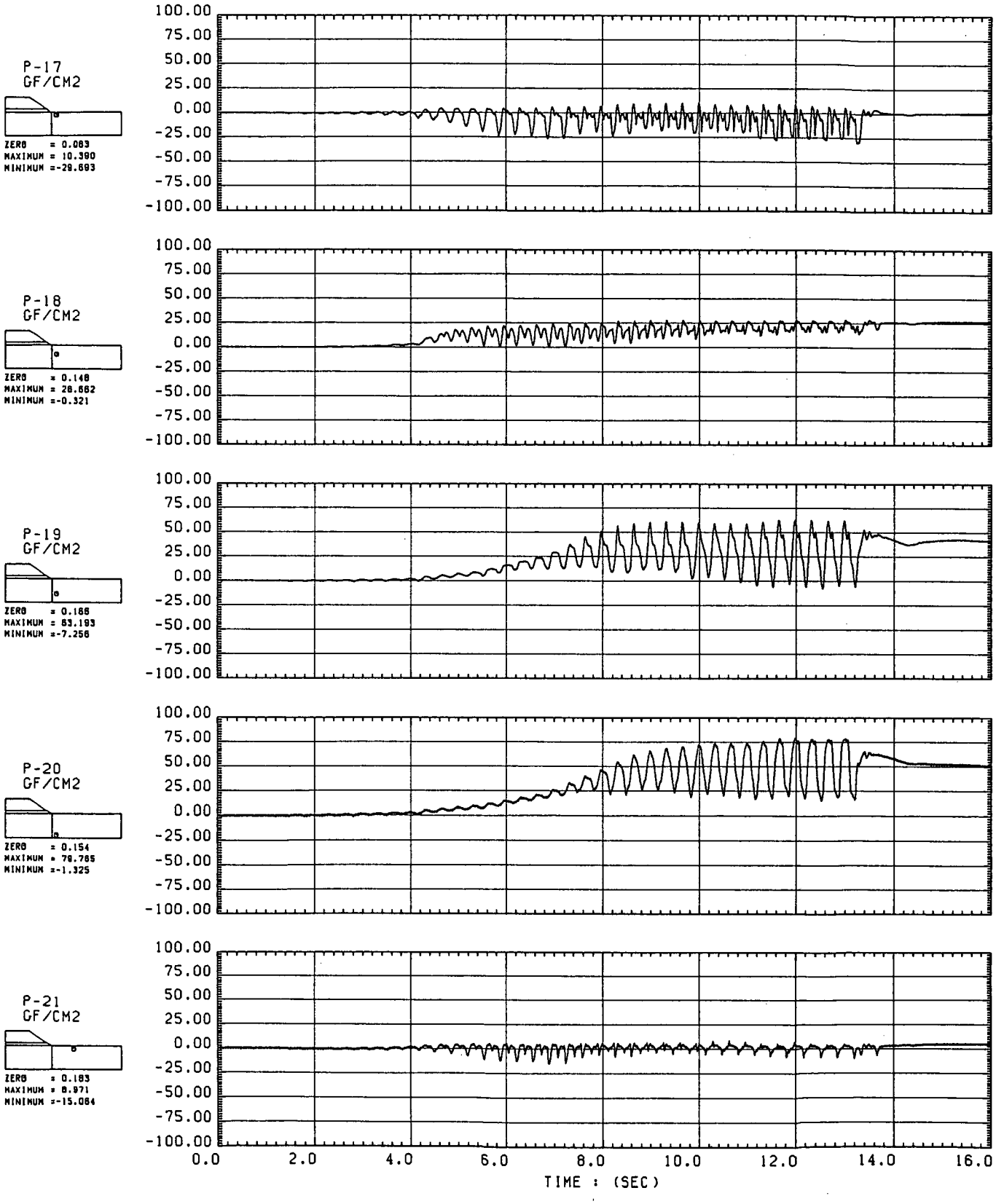
CASE3-1 STEP1 (400GAL/3HZ)



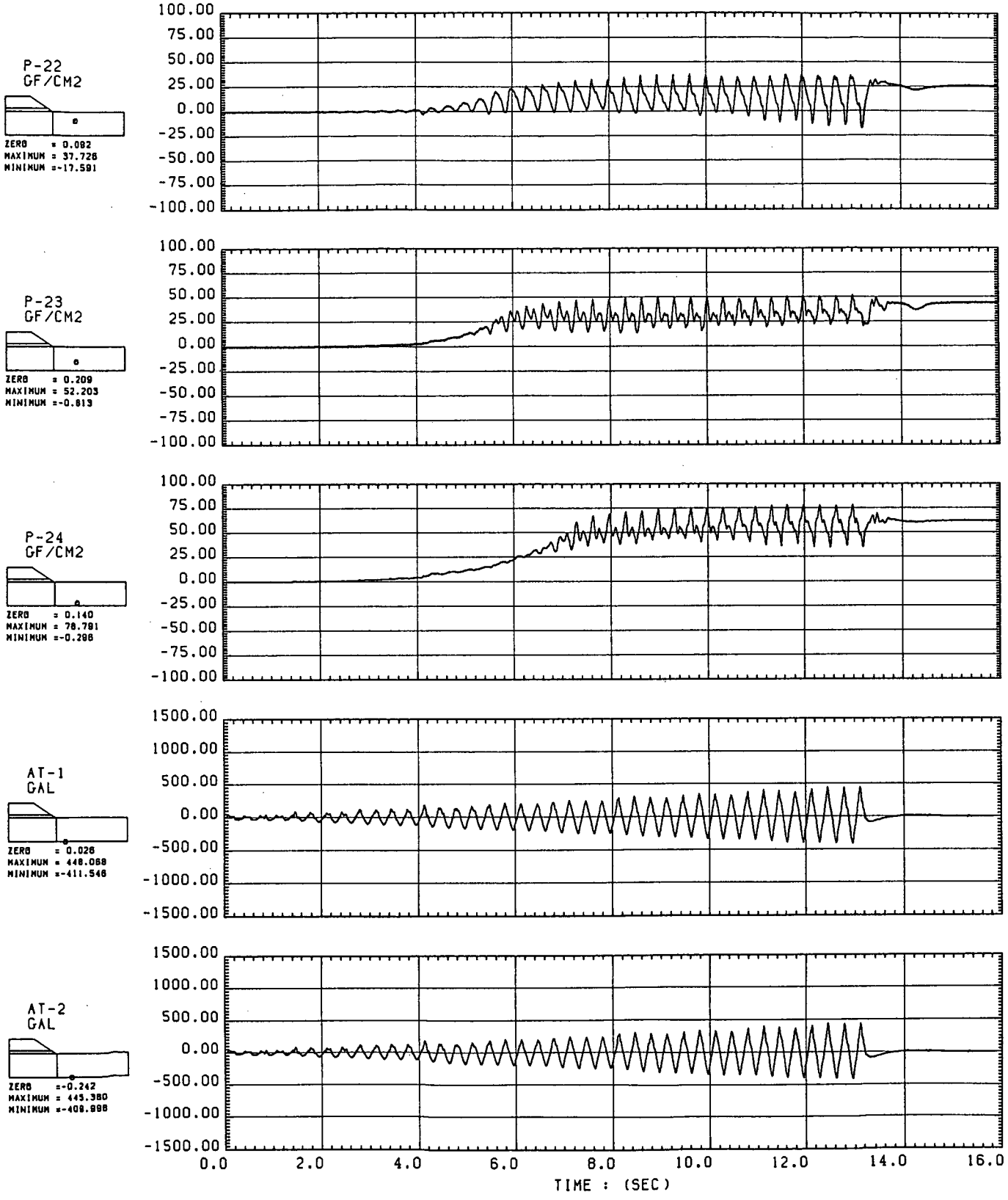
CASE3-1 STEP1 (400GAL/3HZ)



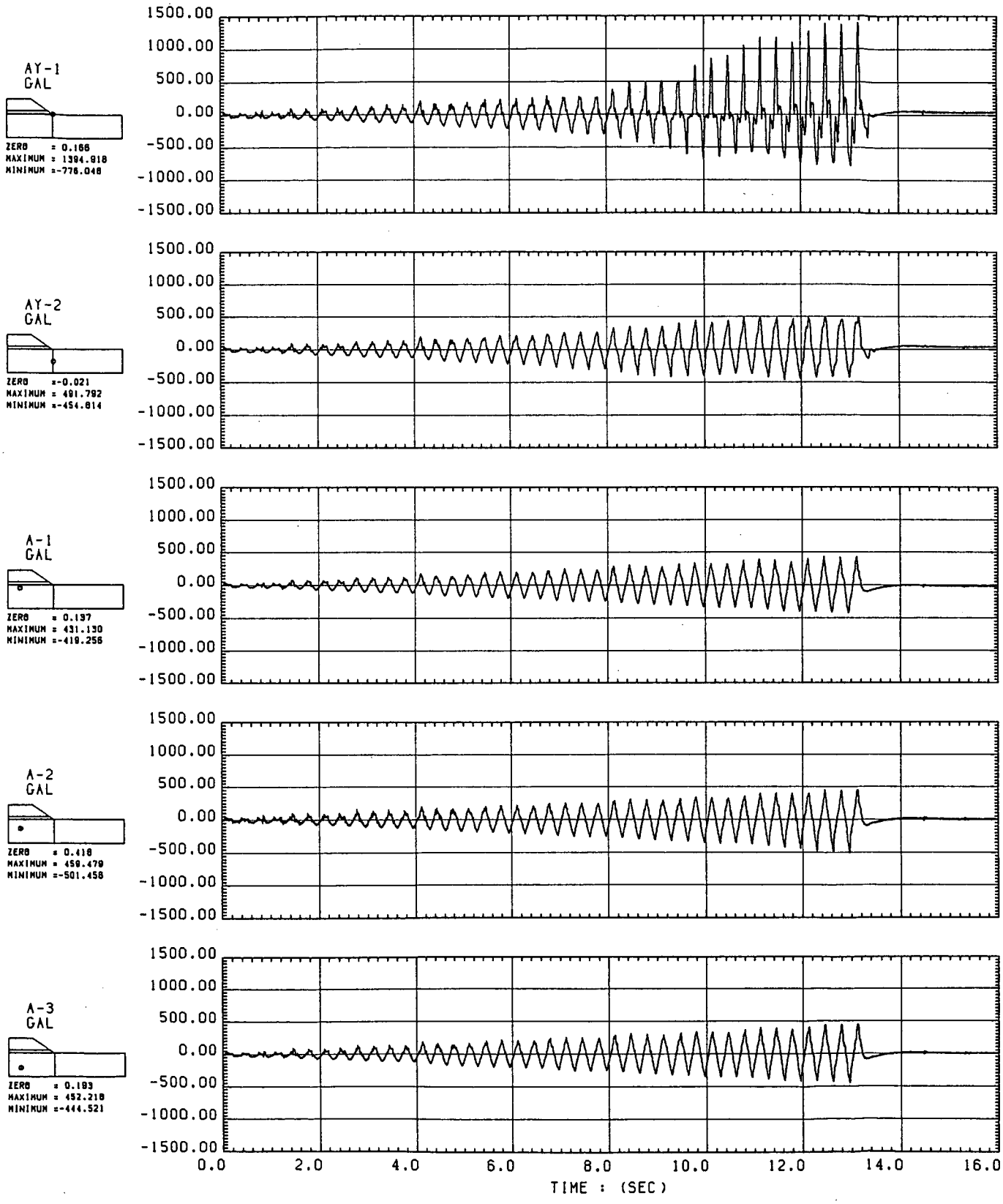
CASE3-1 STEP1 (400GAL/3HZ)



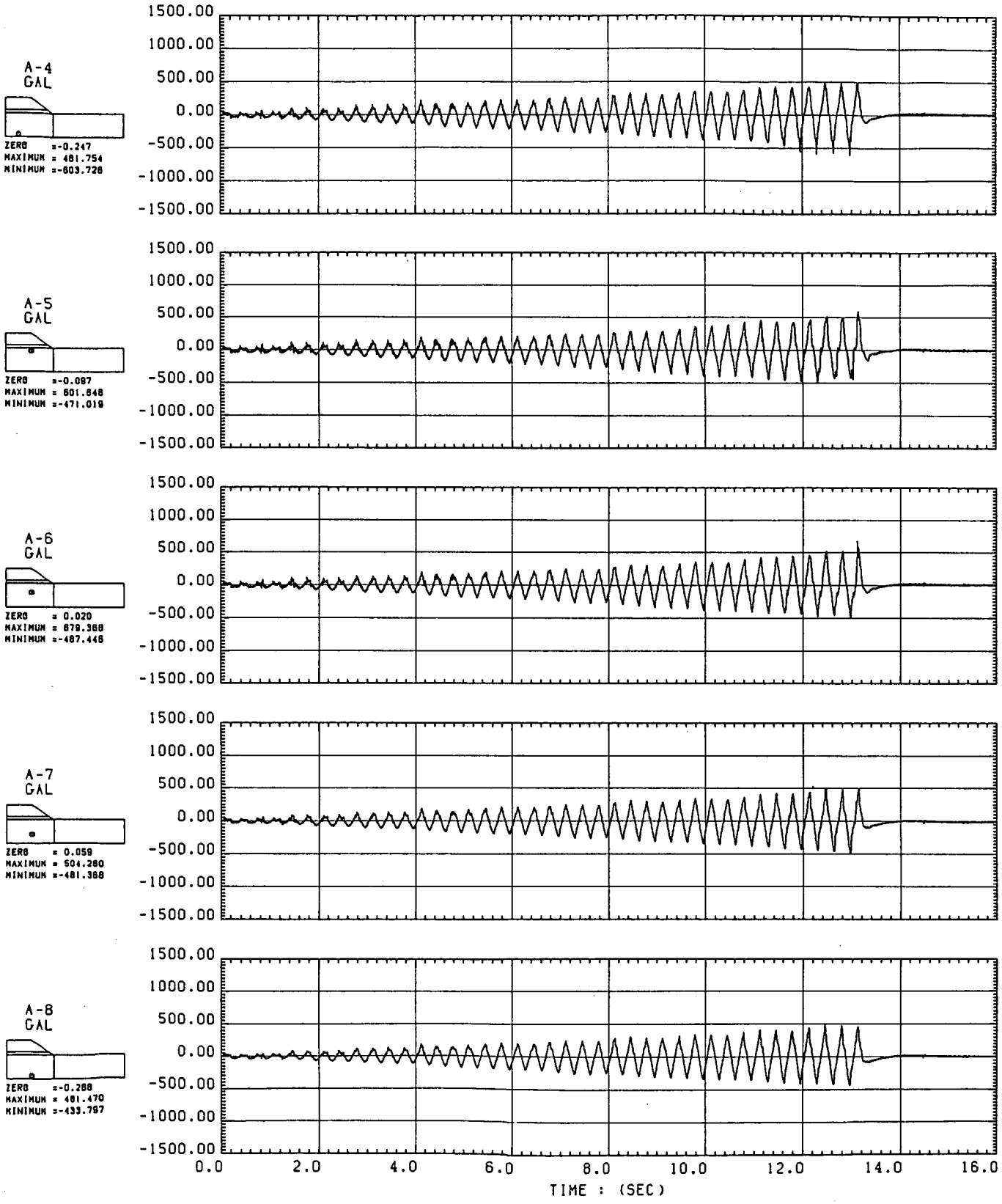
CASE3-1 STEP1 (400GAL/3HZ)



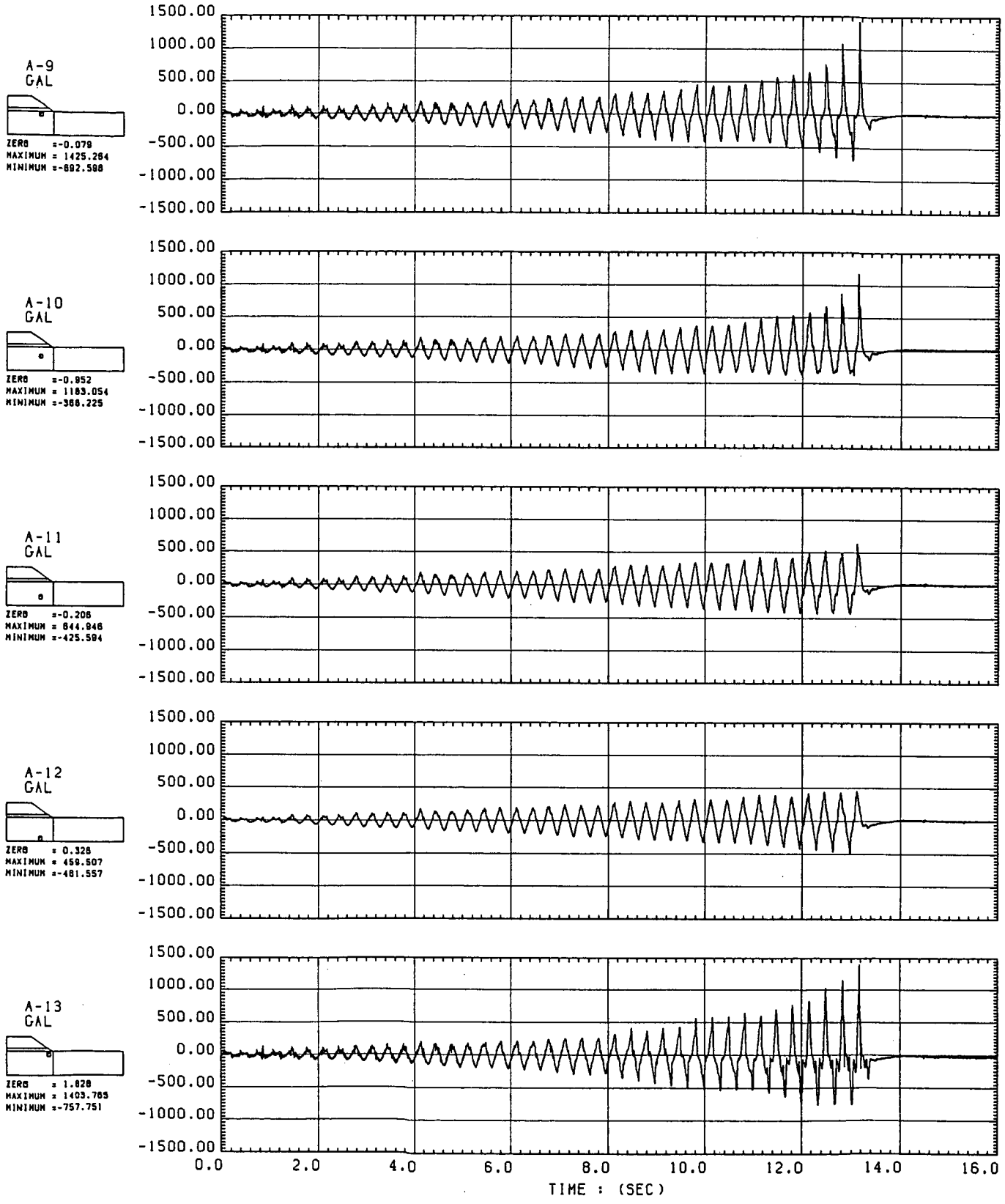
CASE3-1 STEP1 (400GAL/3HZ)



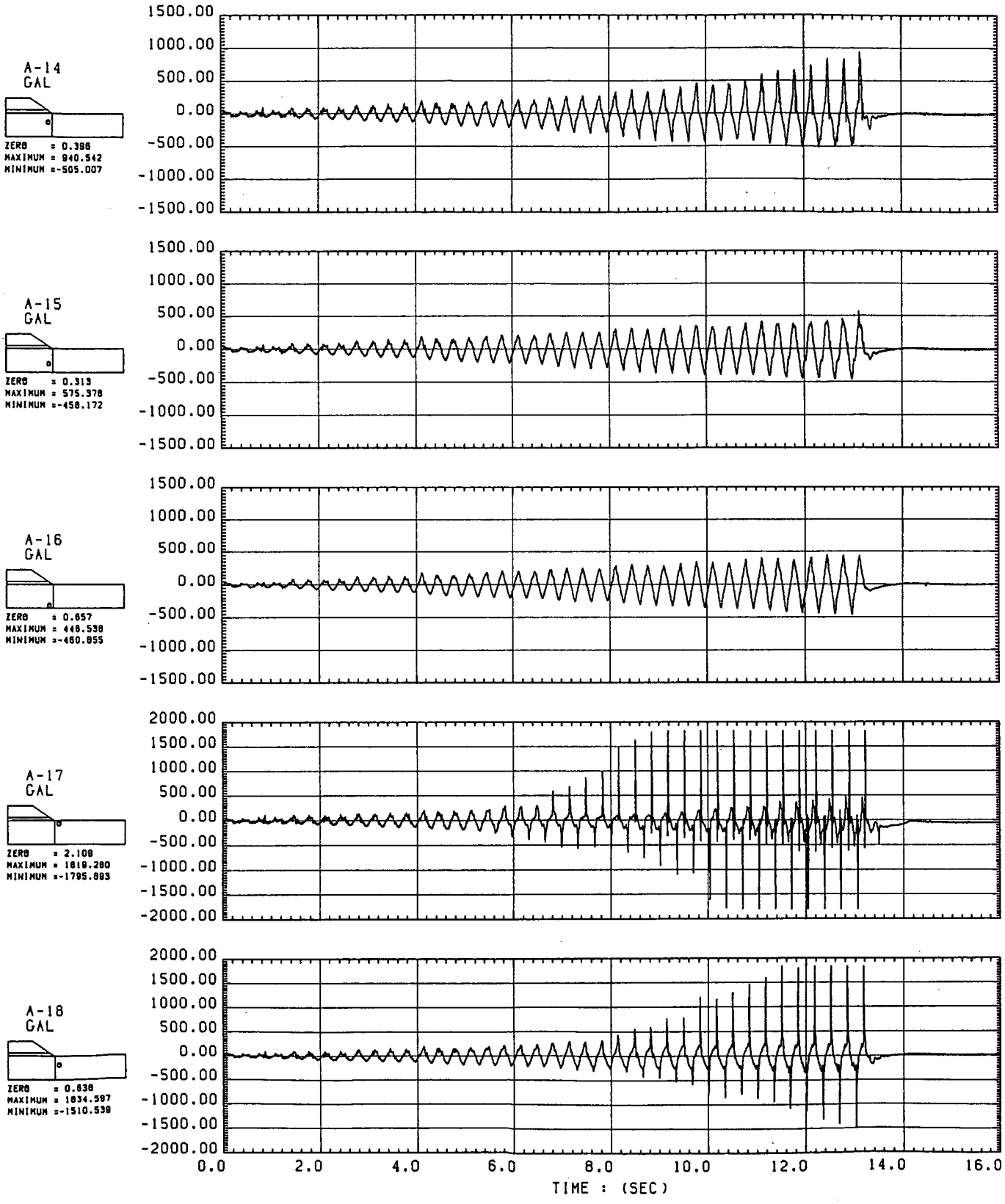
CASE3-1 STEP1 (400GAL/3HZ)



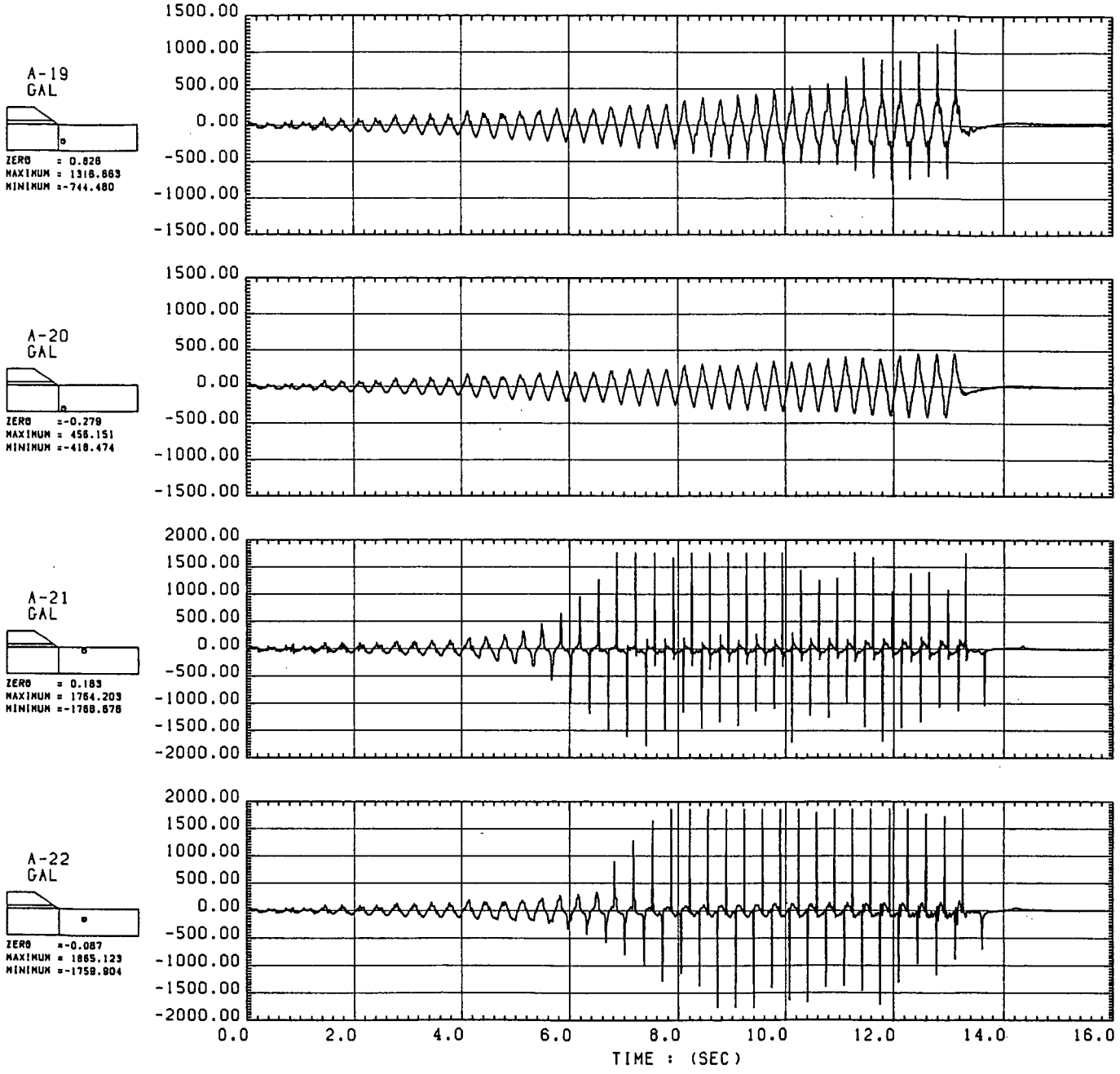
CASE3-1 STEP1 (400GAL/3HZ)



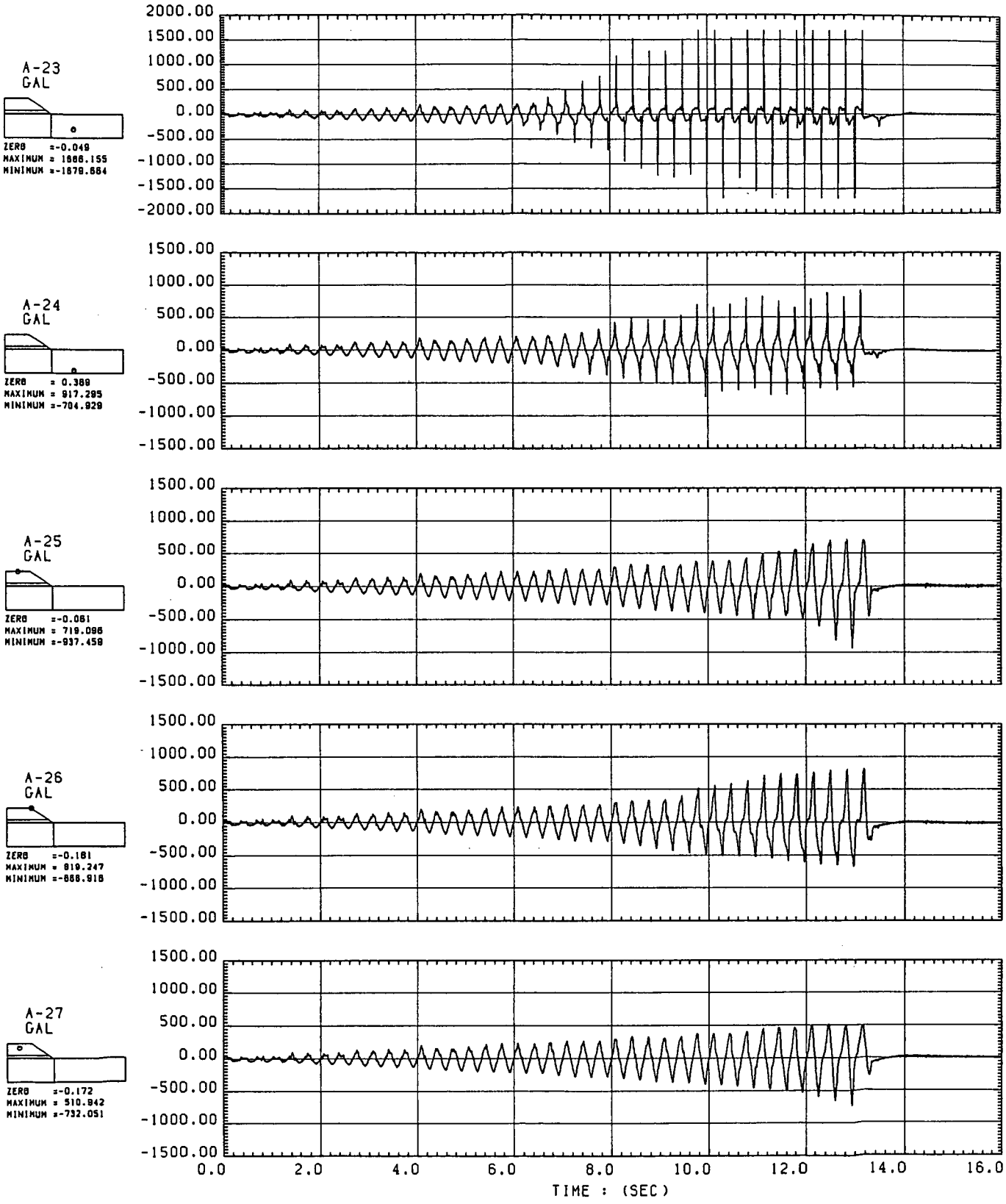
CASE3-1 STEP1 (400GAL/3HZ)



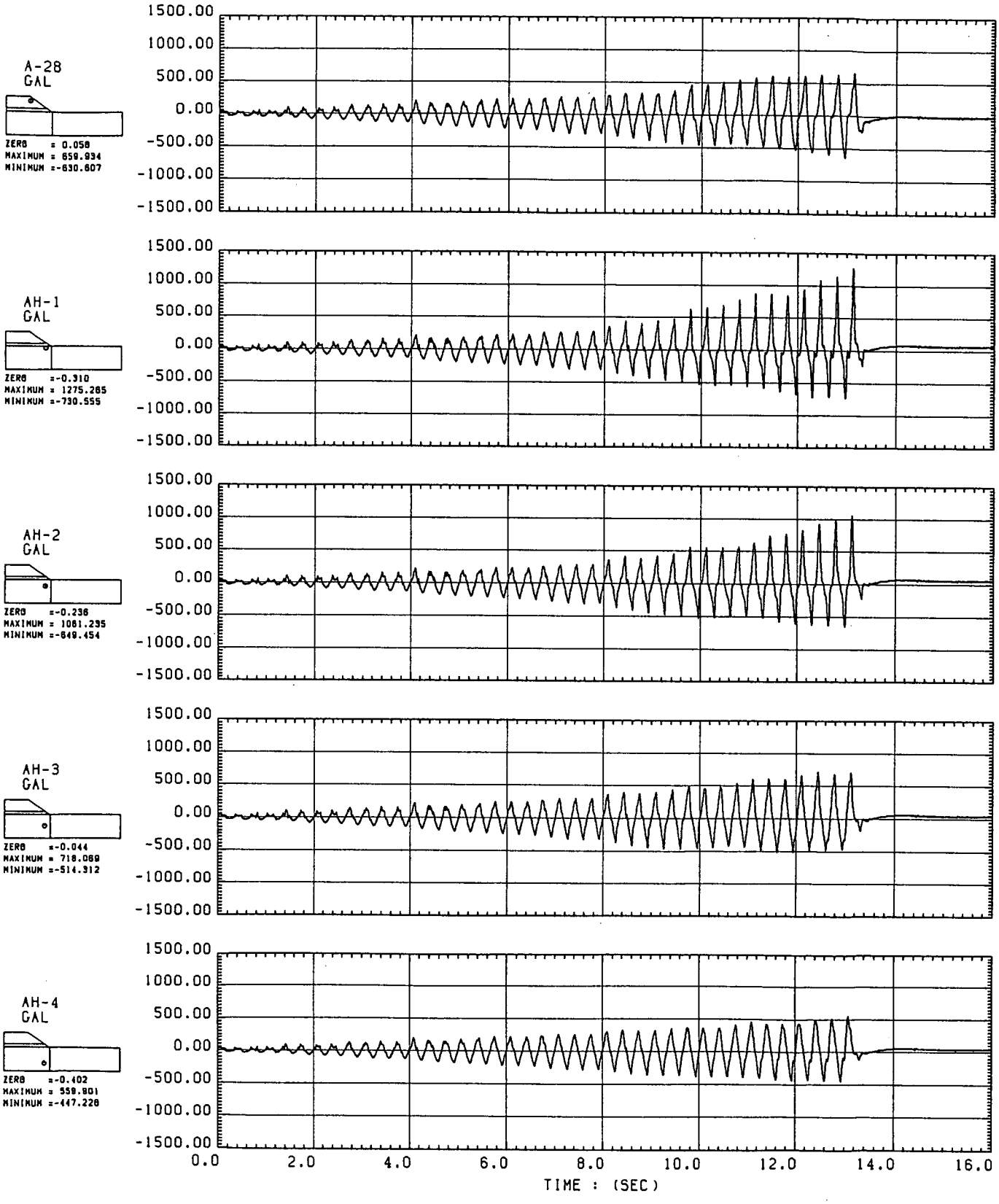
CASE3-1 STEP1 (400GAL/3HZ)



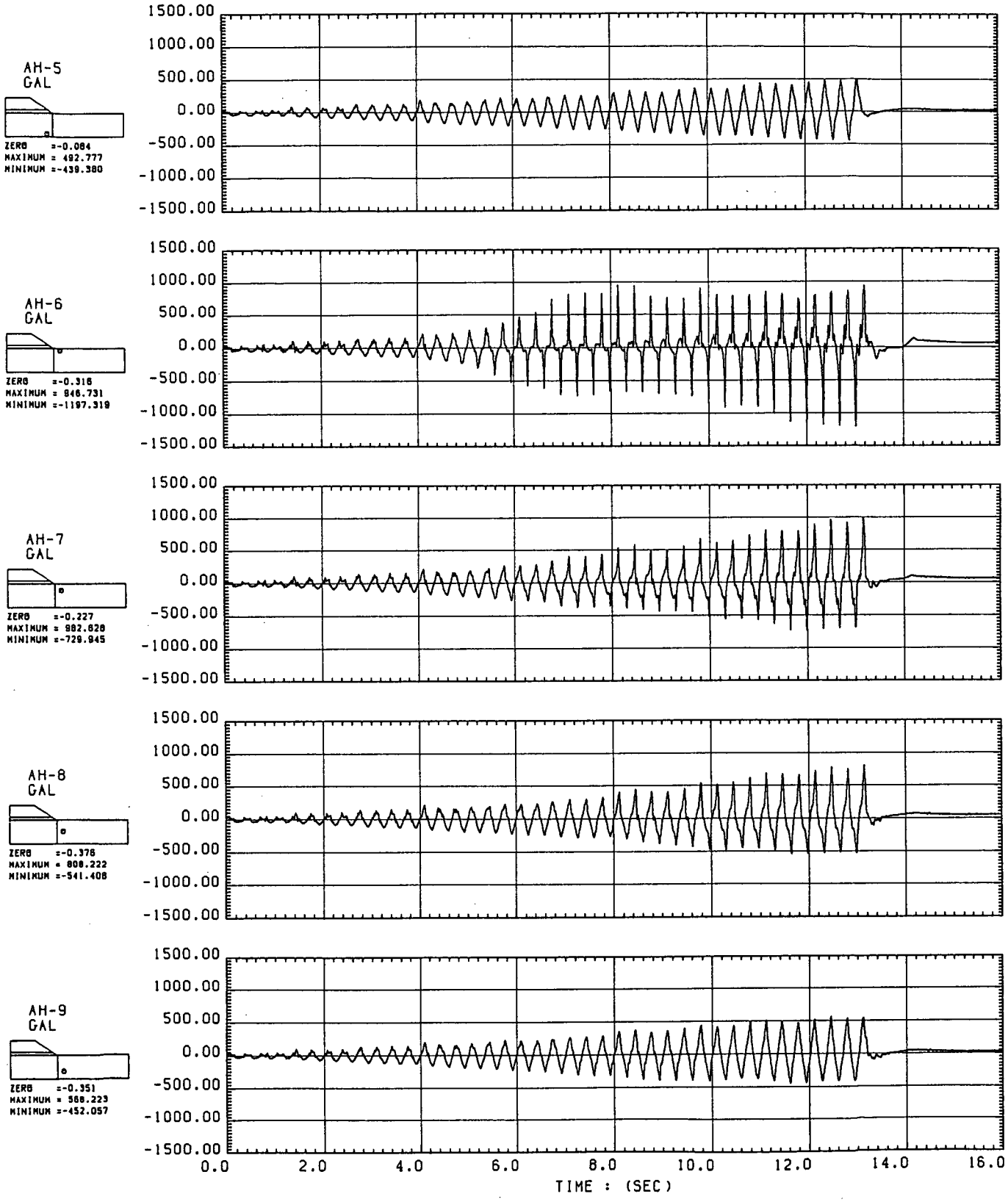
CASE3-2 STEP1 (400GAL/3HZ)



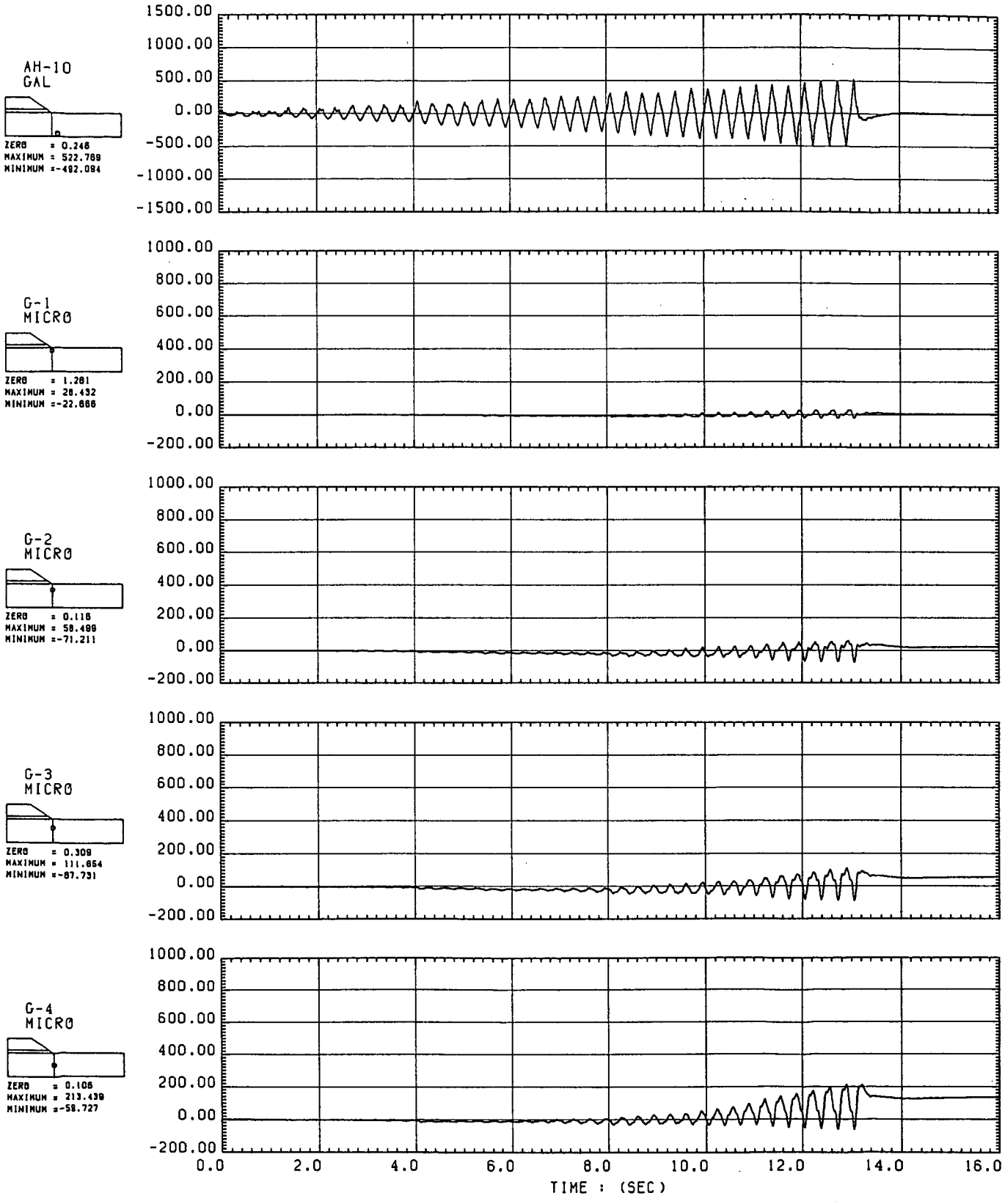
CASE3-2 STEP1 (400GAL/3HZ)



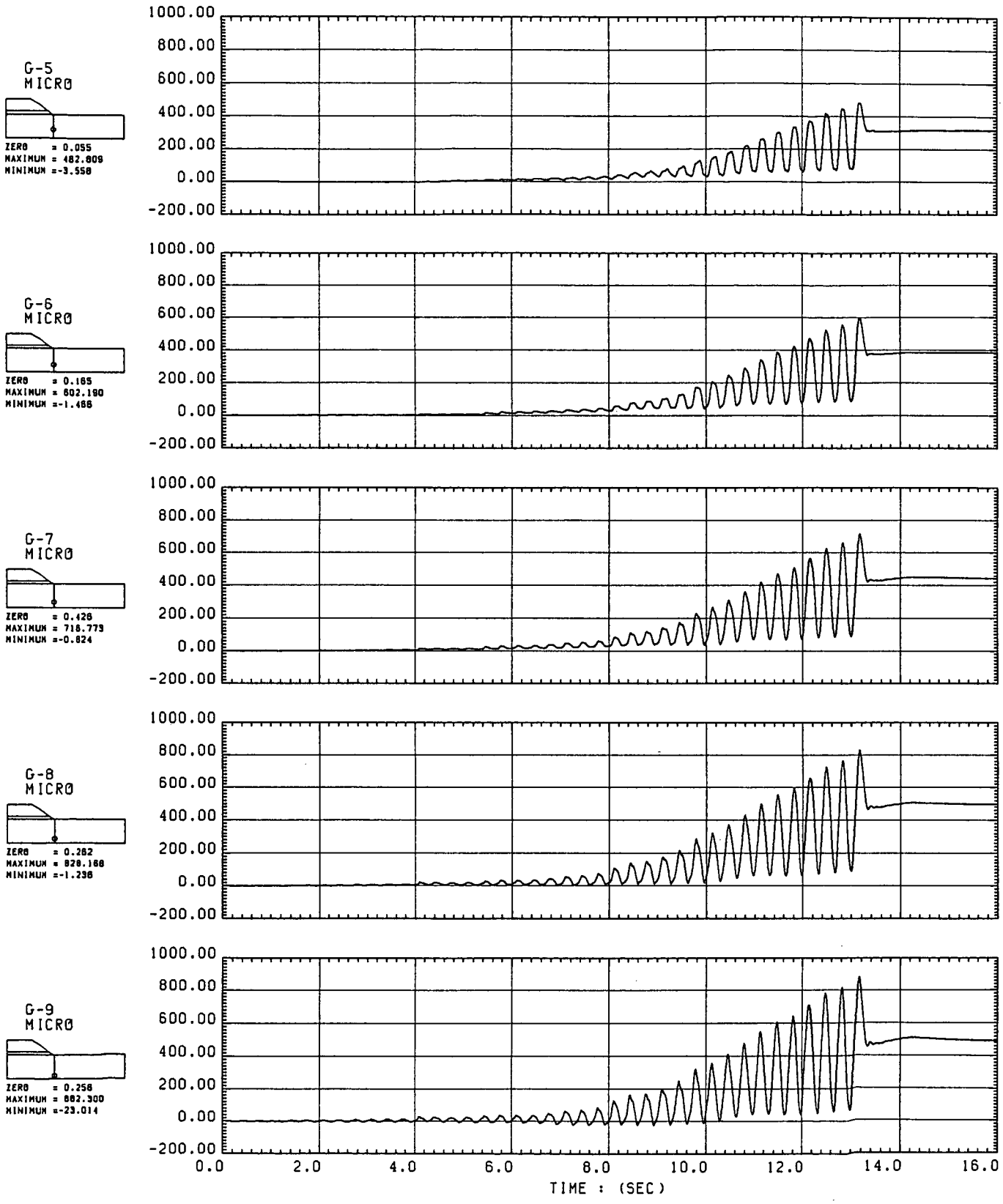
CASE3-2 STEP1 (400GAL/3HZ)



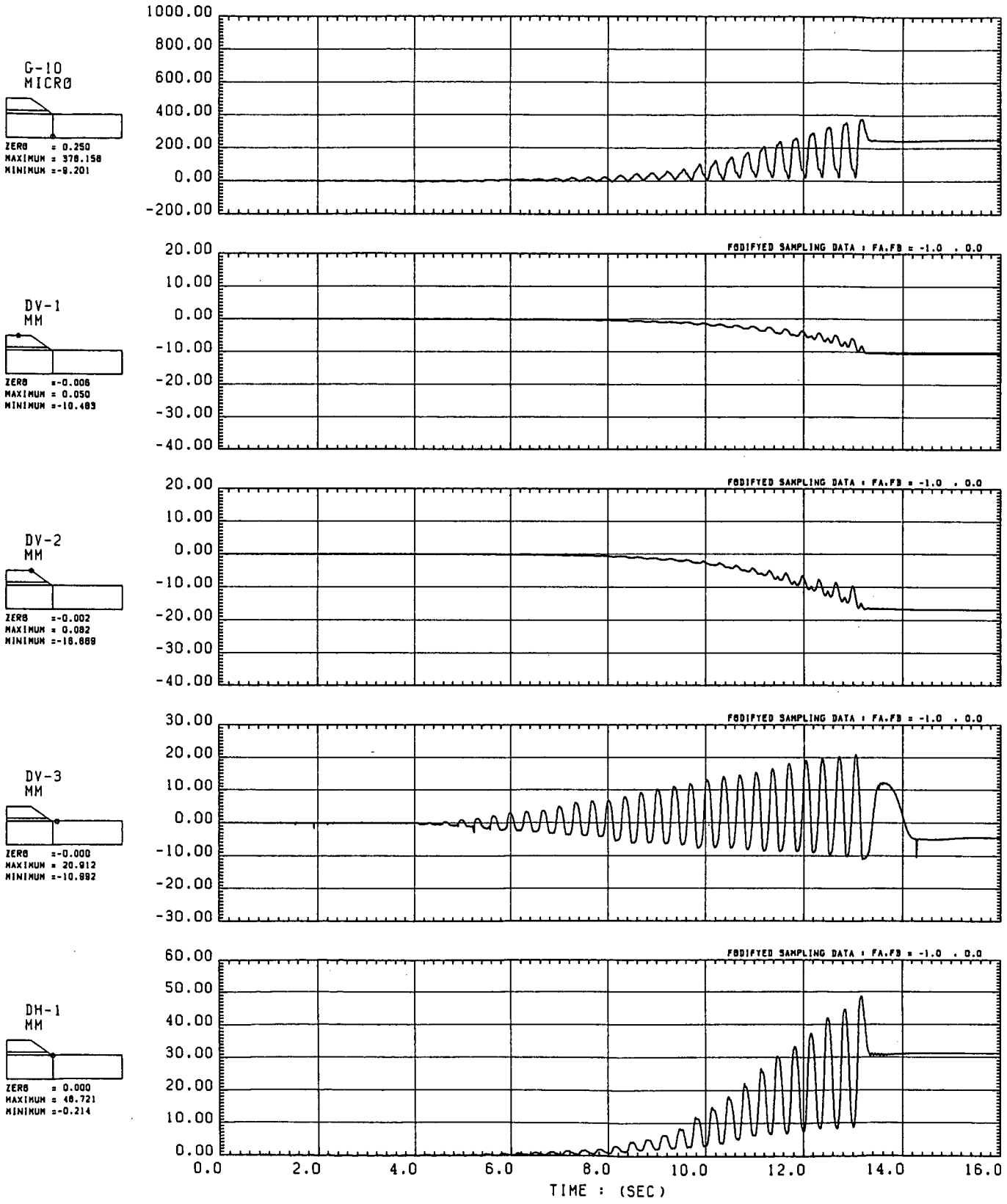
CASE3-2 STEP1 (400GAL/3HZ)



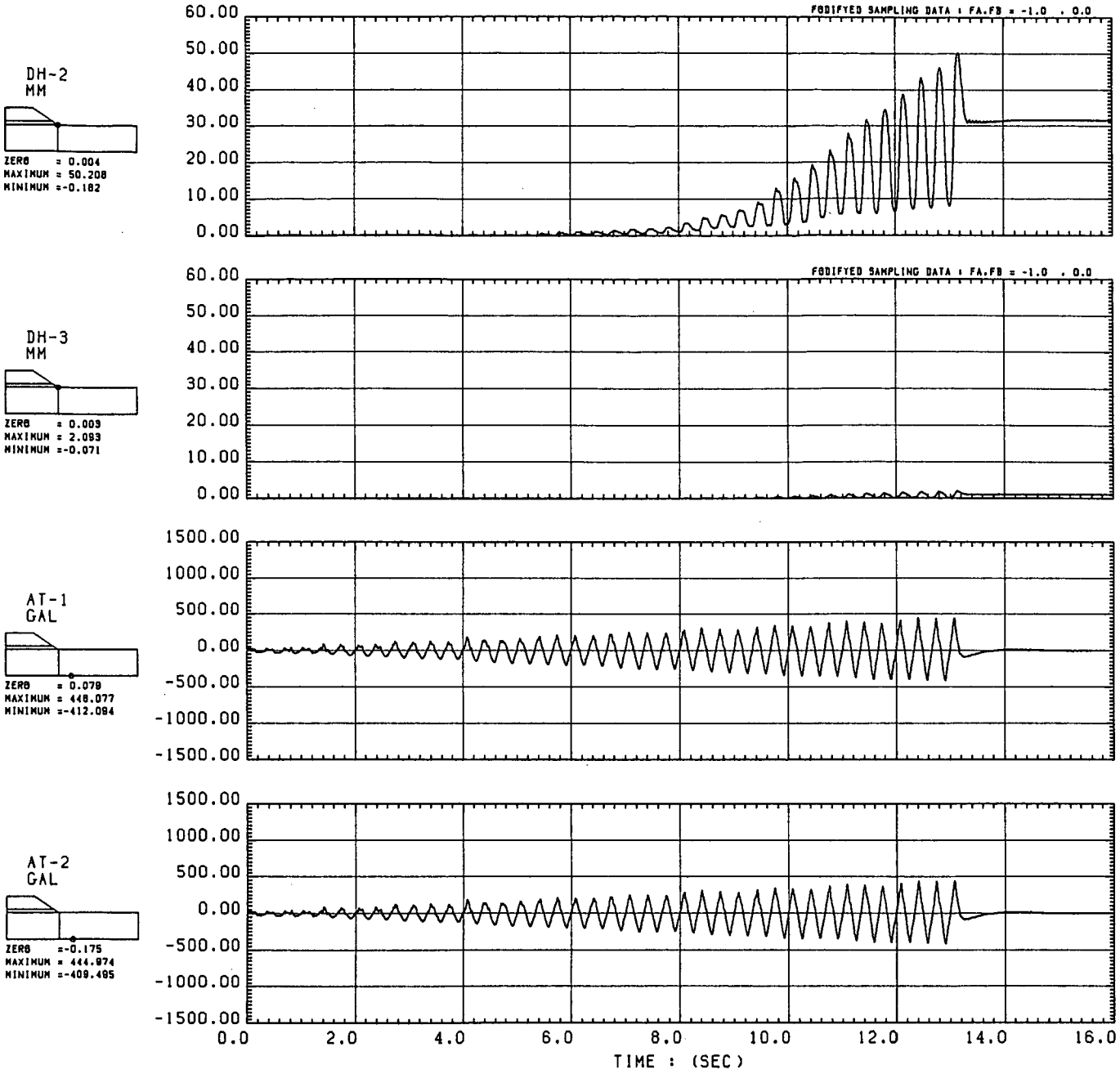
CASE3-2 STEP1 (400GAL/3HZ)



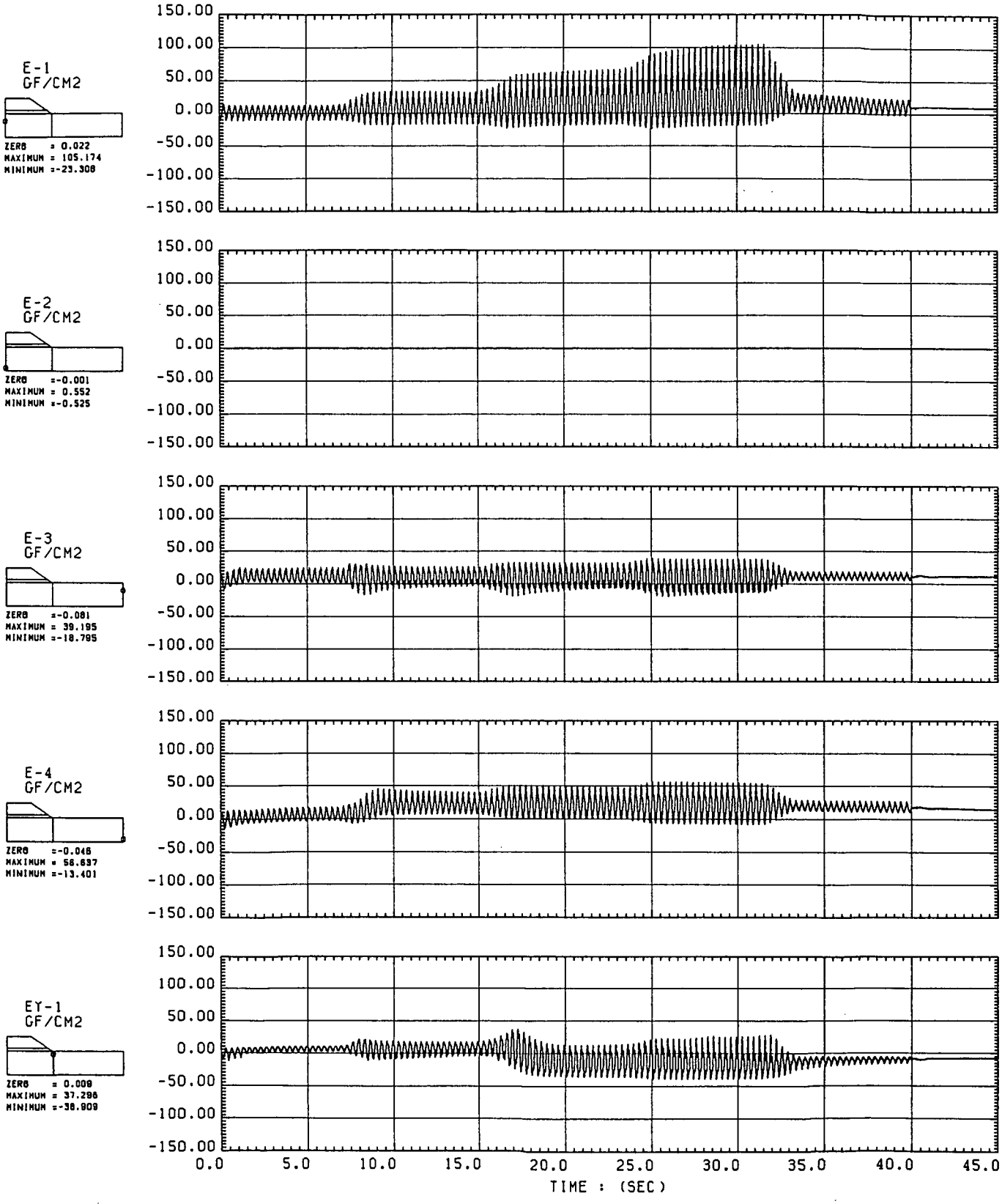
CASE3-2 STEP1 (400GAL/3HZ)



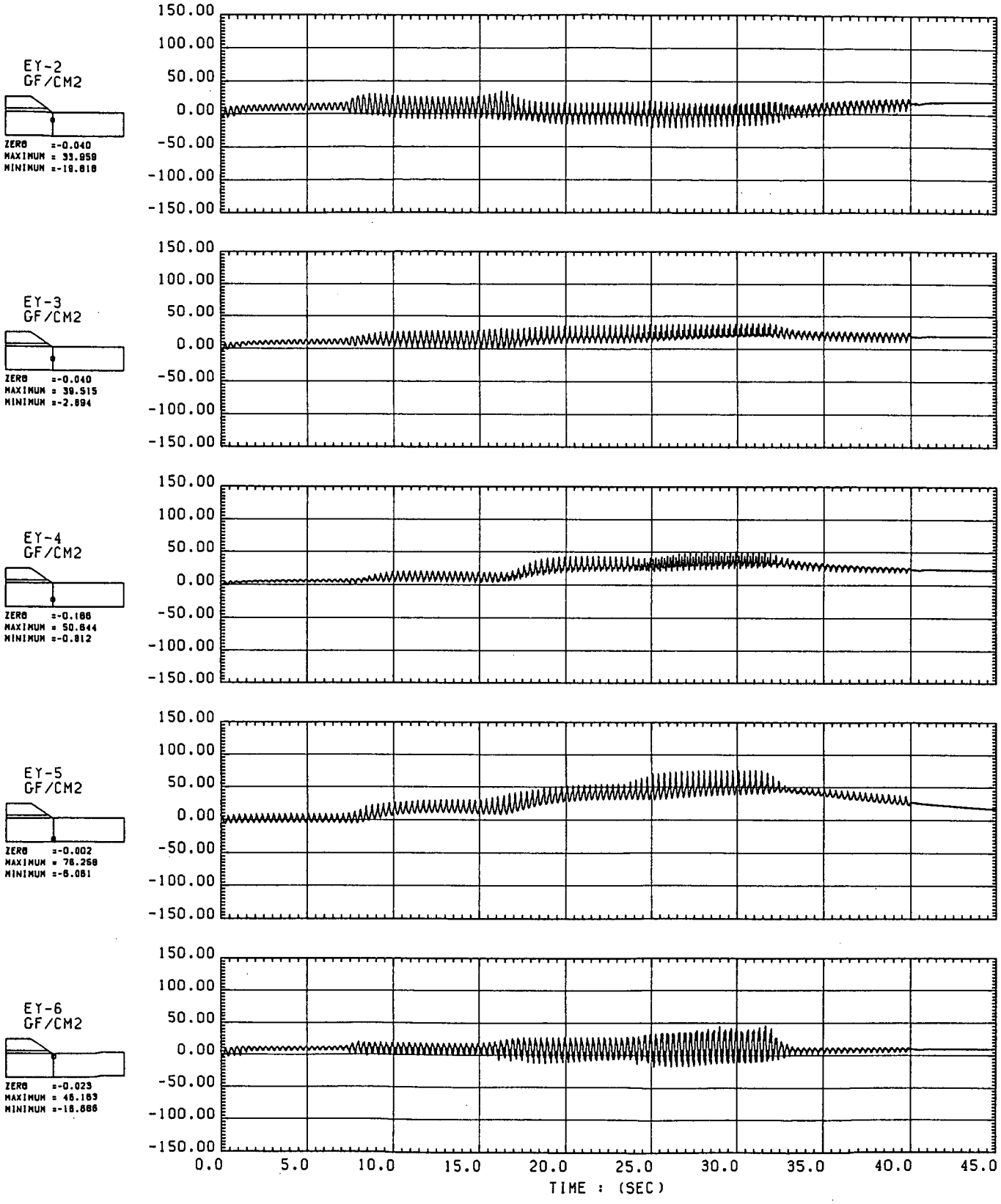
CASE3-2 STEP1 (400GAL/3HZ)



CASE3-1 STEP2 (300GAL/3HZ)

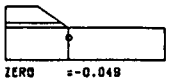


CASE3-1 STEP2 (300GAL/3HZ)

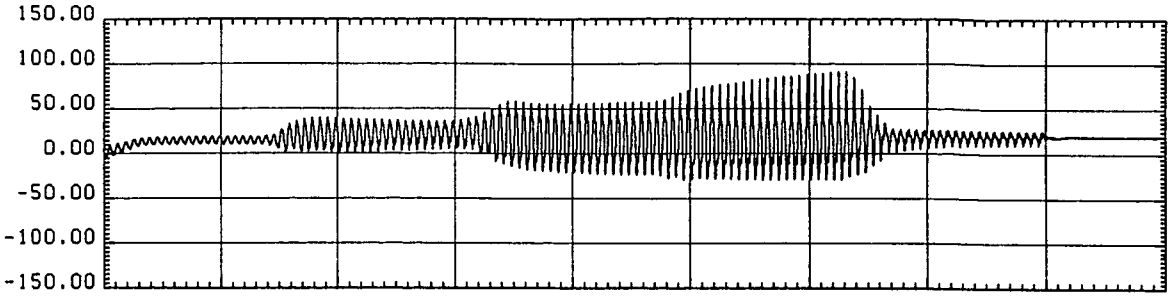


CASE3-1 STEP2 (300GAL/3HZ)

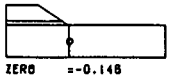
EY-7
GF/CM2



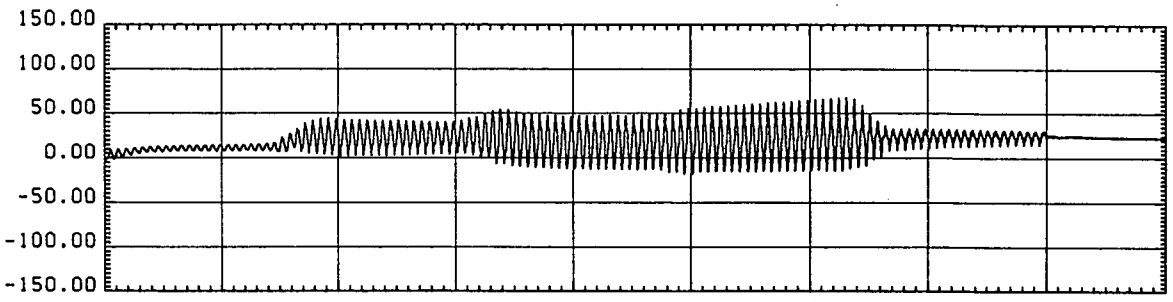
ZERO =-0.049
MAXIMUM = 81.184
MINIMUM =-28.681



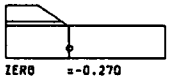
EY-8
GF/CM2



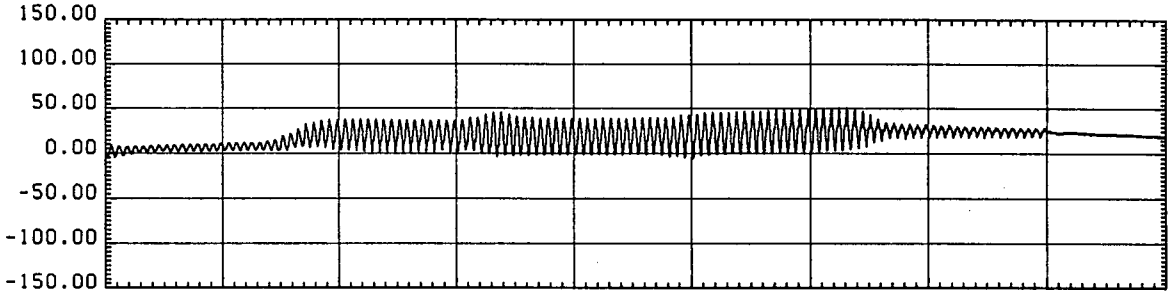
ZERO =-0.146
MAXIMUM = 68.329
MINIMUM =-17.123



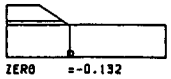
EY-9
GF/CM2



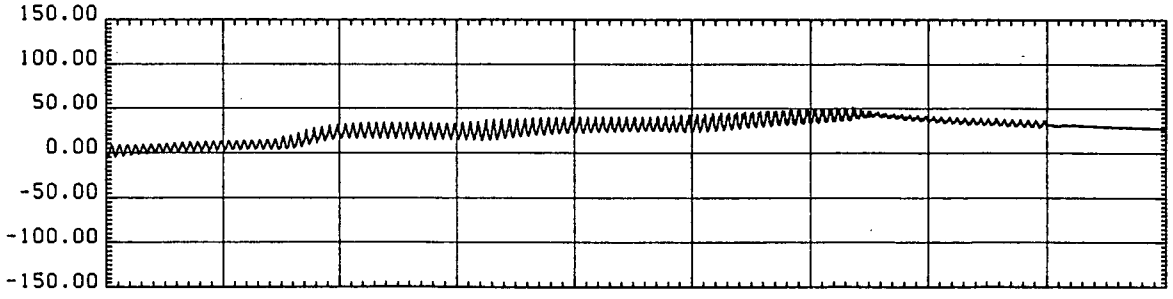
ZERO =-0.270
MAXIMUM = 51.477
MINIMUM =-5.179



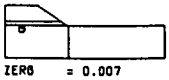
EY-10
GF/CM2



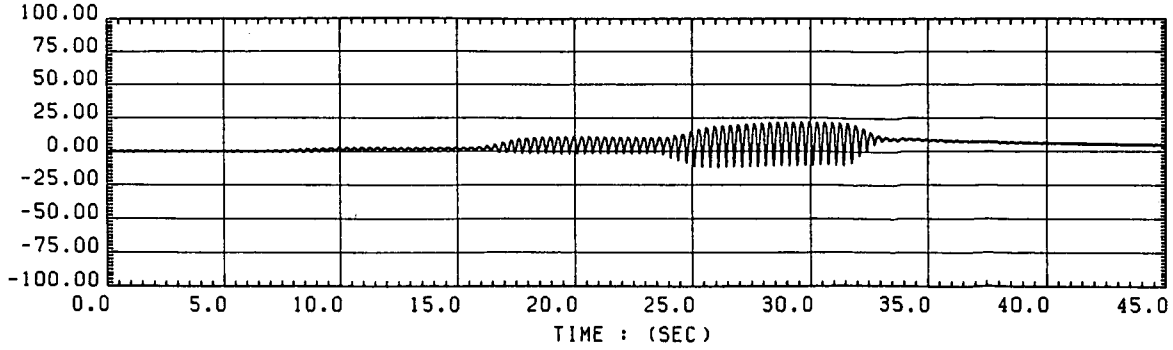
ZERO =-0.132
MAXIMUM = 52.181
MINIMUM =-5.138



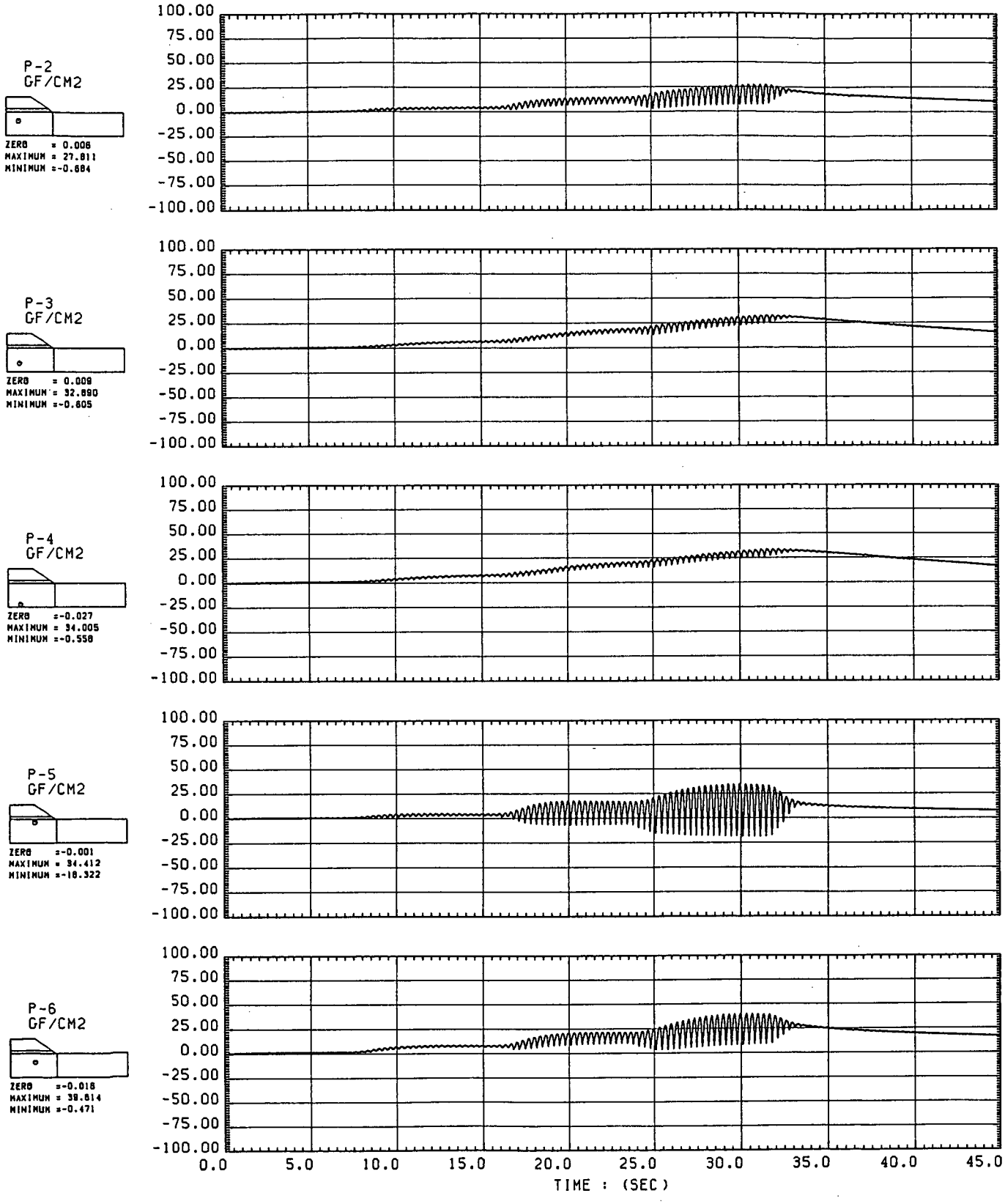
P-1
GF/CM2



ZERO = 0.007
MAXIMUM = 22.293
MINIMUM =-11.788

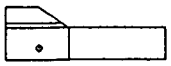


CASE3-1 STEP2 (300GAL/3HZ)

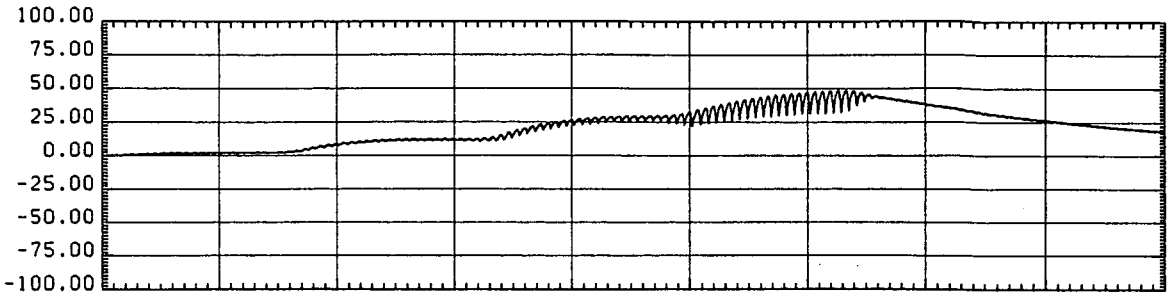


CASE3-1 STEP2 (300GAL/3HZ)

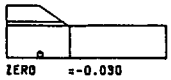
P-7
GF/CM2



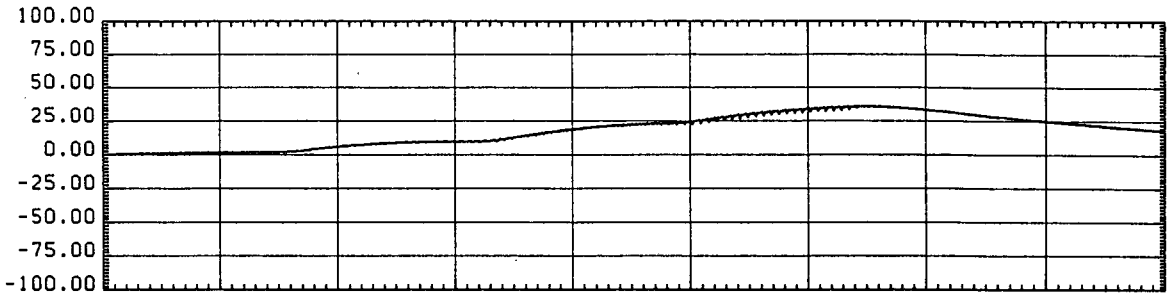
ZERO = 0.017
MAXIMUM = 48.727
MINIMUM =-0.323



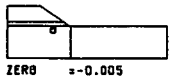
P-8
GF/CM2



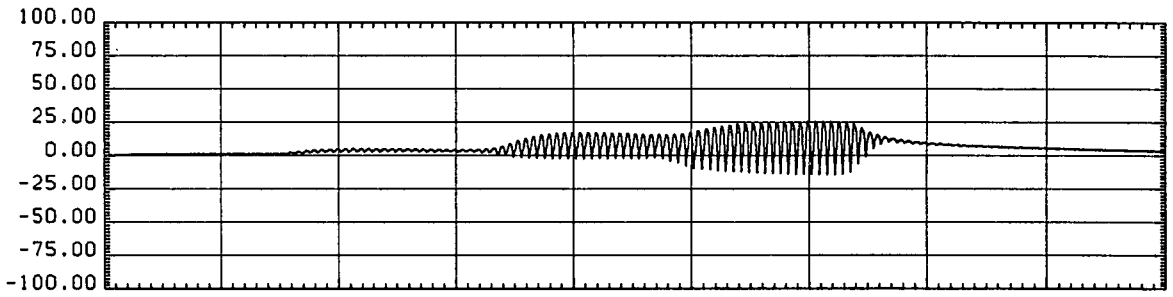
ZERO =-0.030
MAXIMUM = 36.674
MINIMUM =-0.184



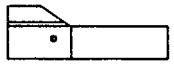
P-9
GF/CM2



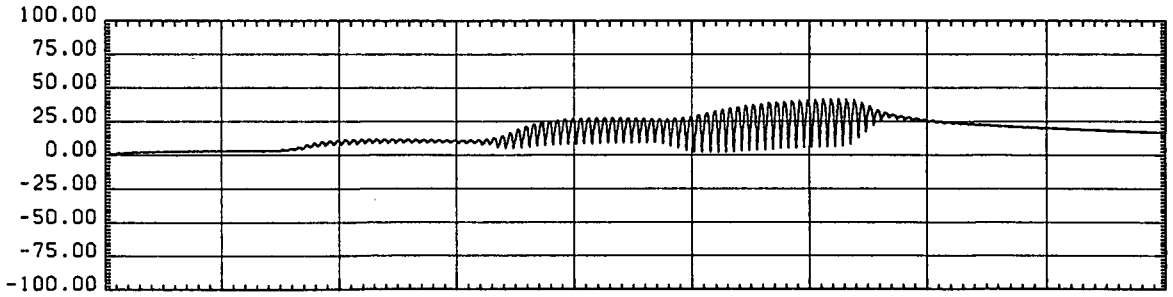
ZERO =-0.005
MAXIMUM = 25.568
MINIMUM =-13.986



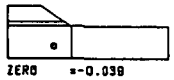
P-10
GF/CM2



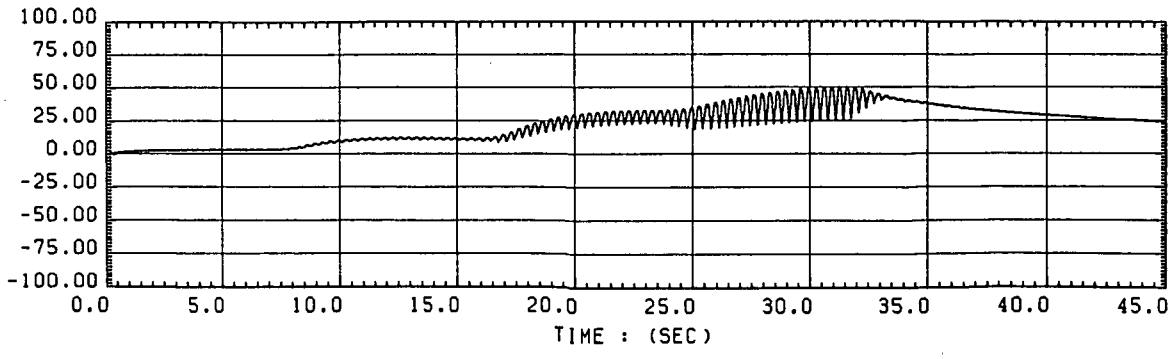
ZERO =-0.021
MAXIMUM = 41.898
MINIMUM =-0.143



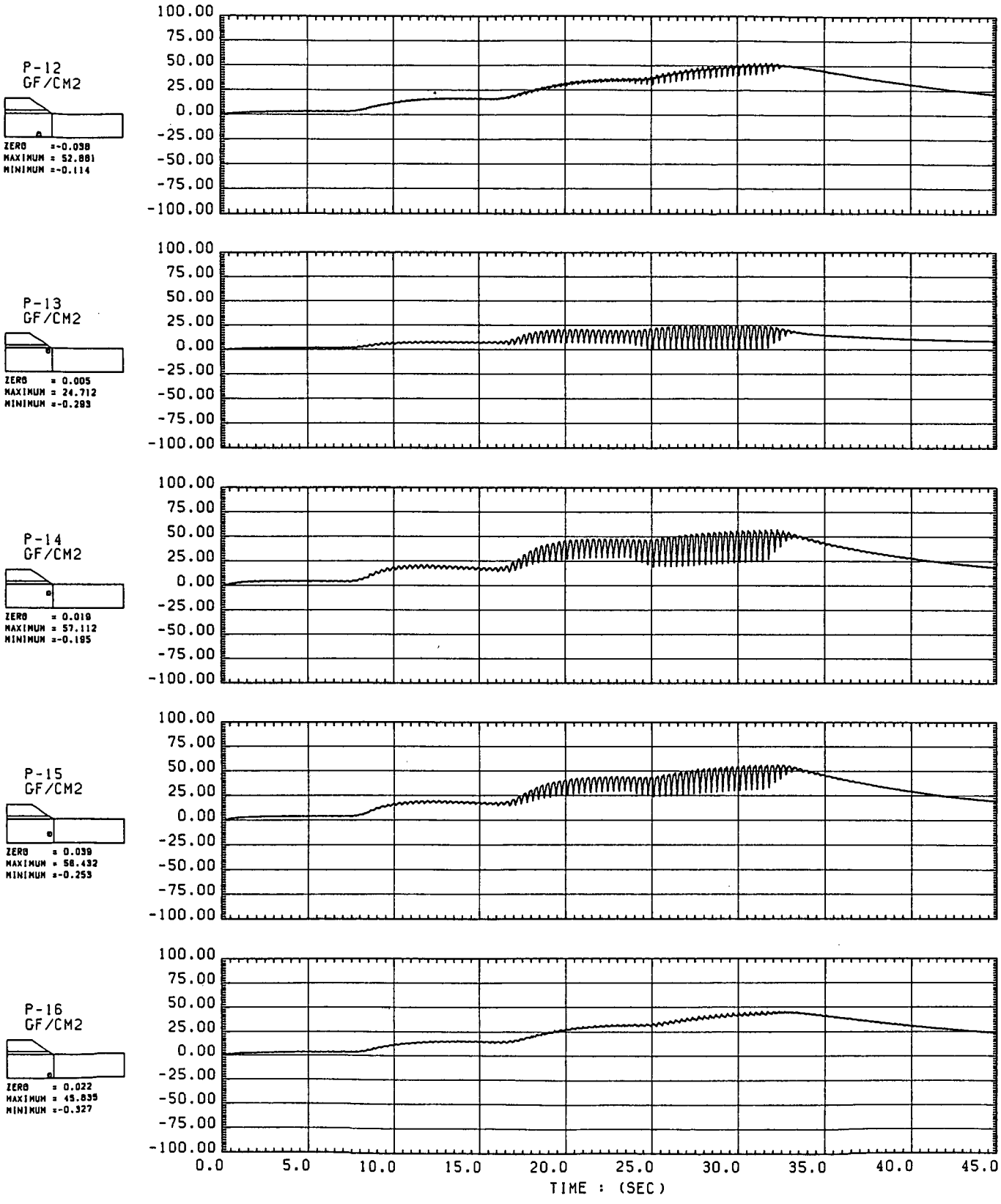
P-11
GF/CM2



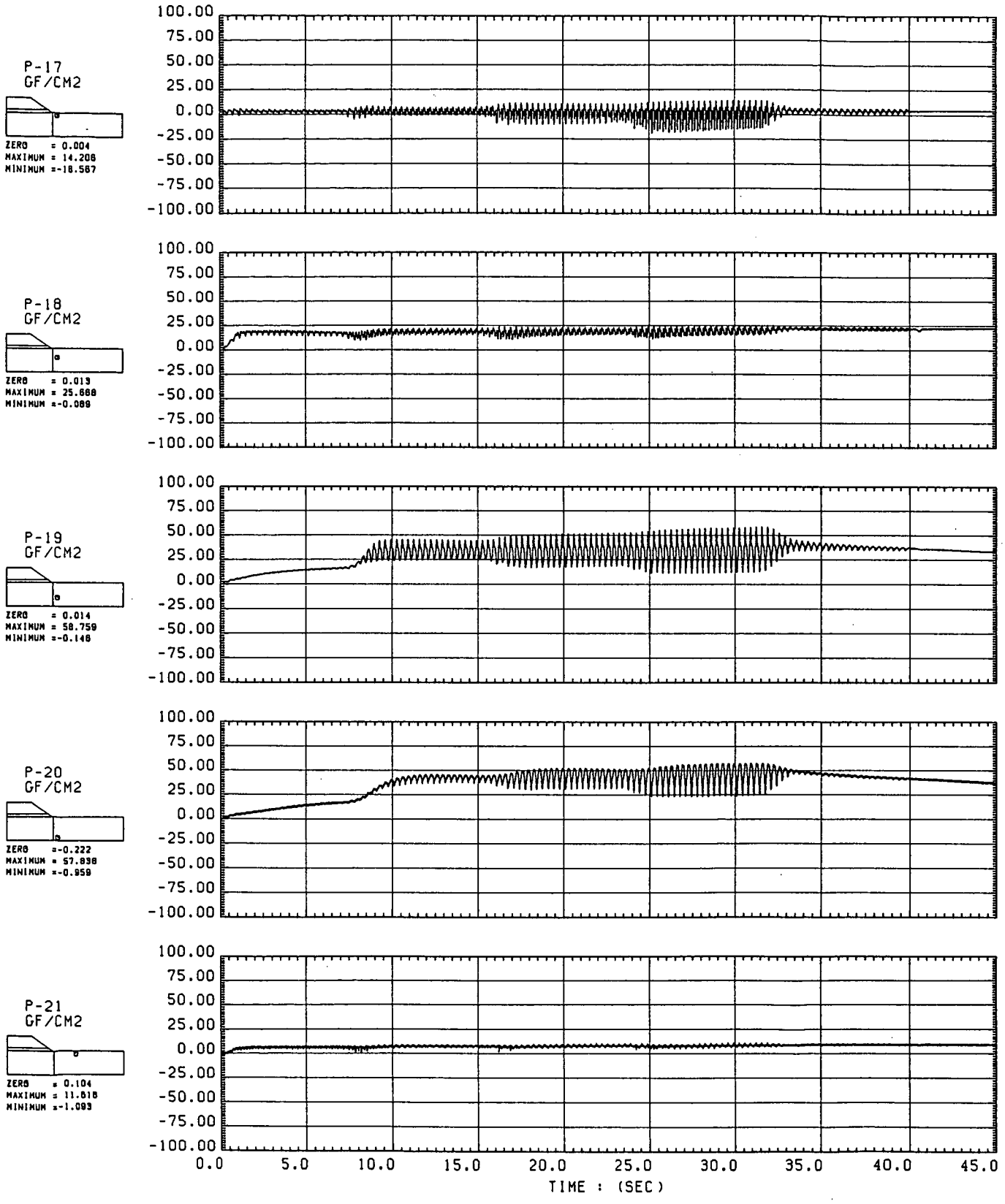
ZERO =-0.038
MAXIMUM = 50.375
MINIMUM =-0.146



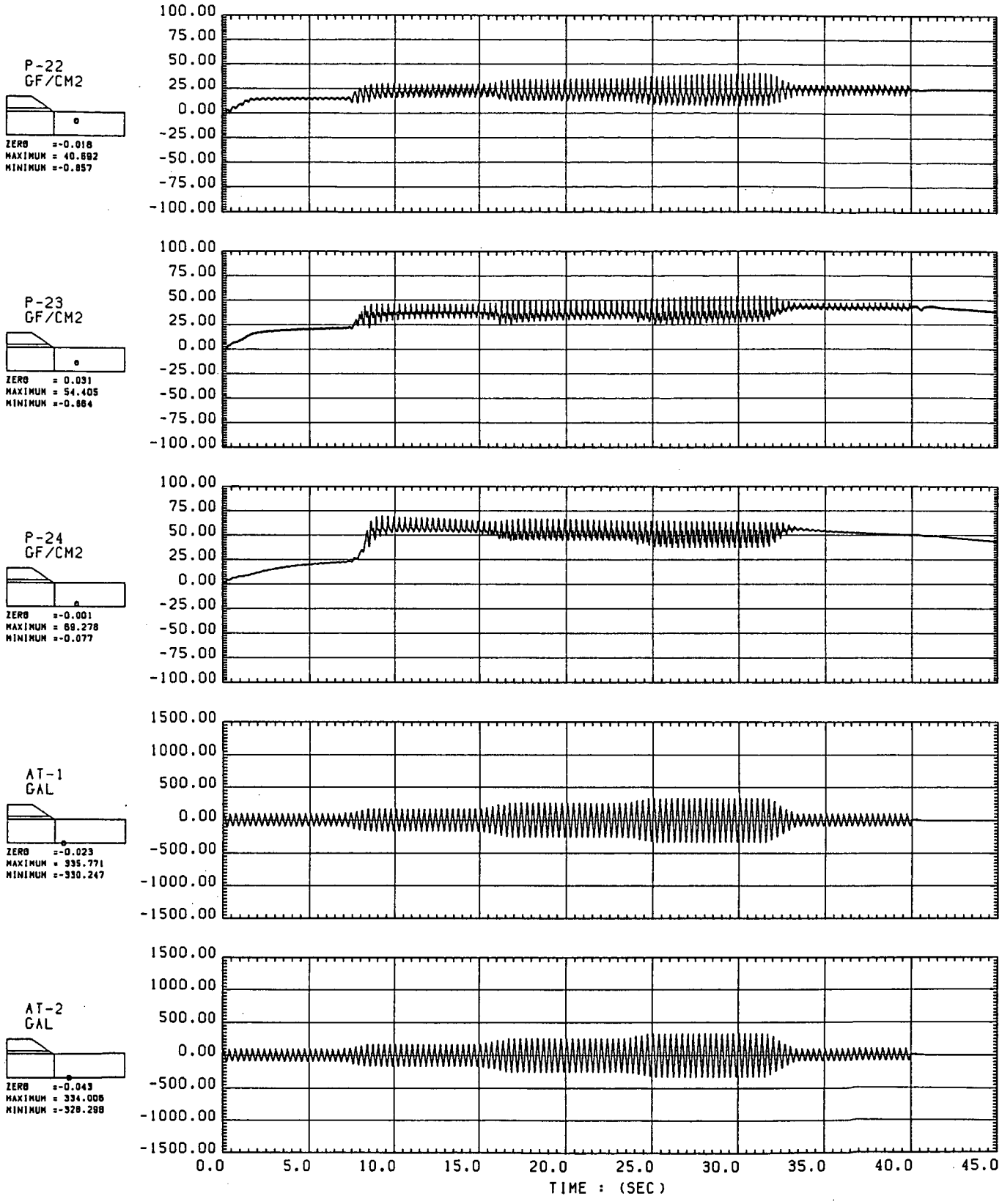
CASE3-1 STEP2 (300GAL/3HZ)



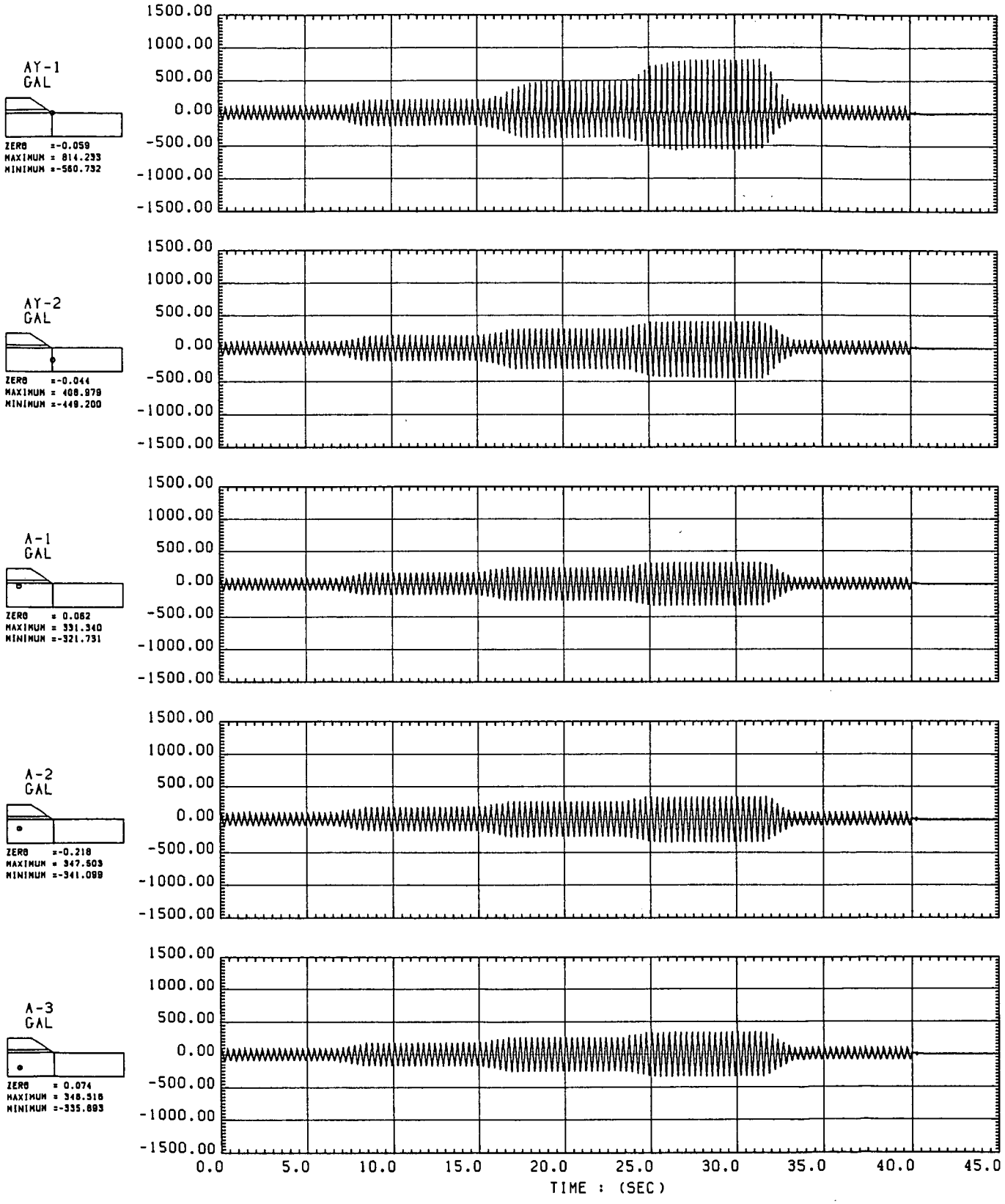
CASE3-1 STEP2 (300GAL/3HZ)



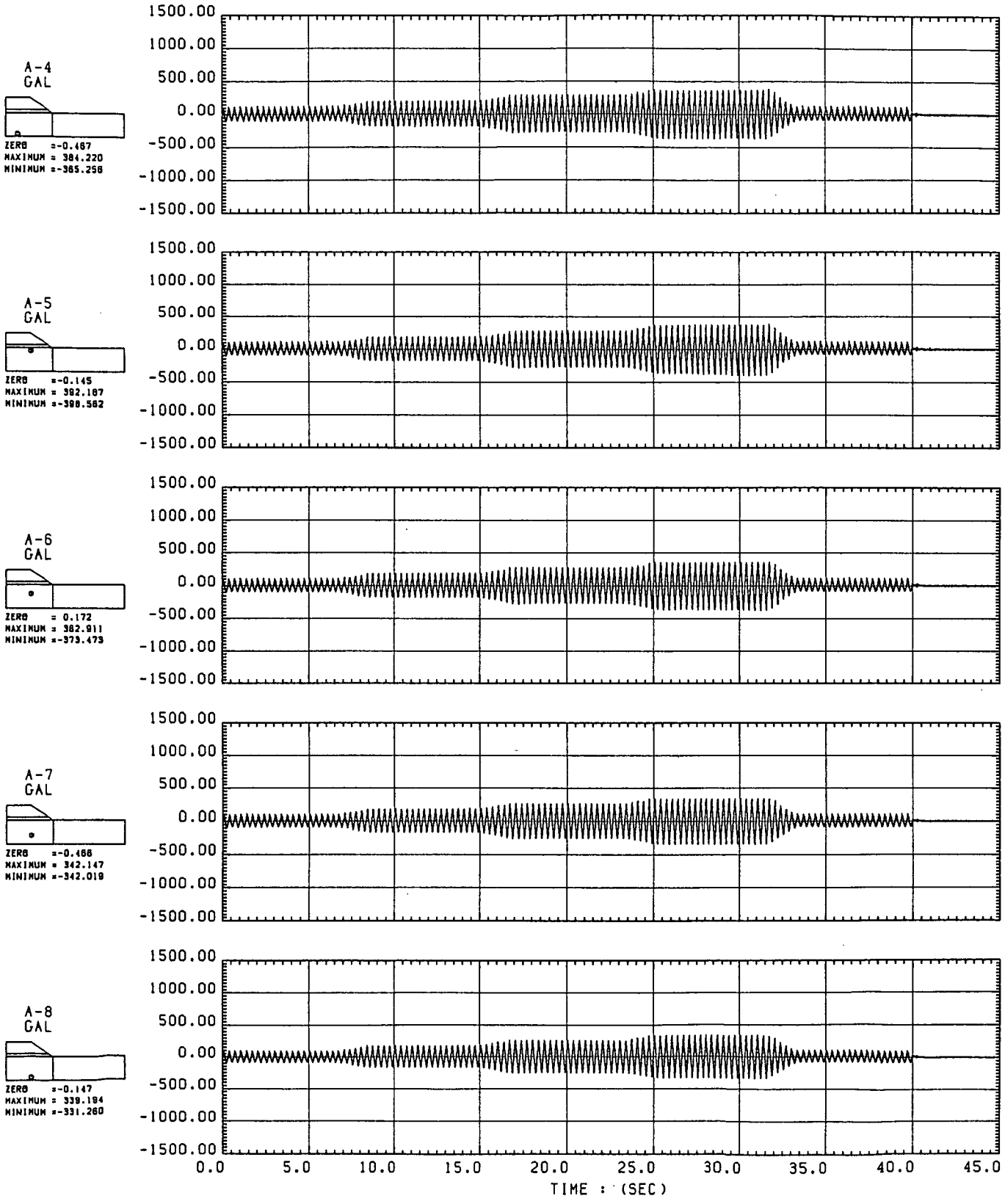
CASE3-1 STEP2 (300GAL/3HZ)



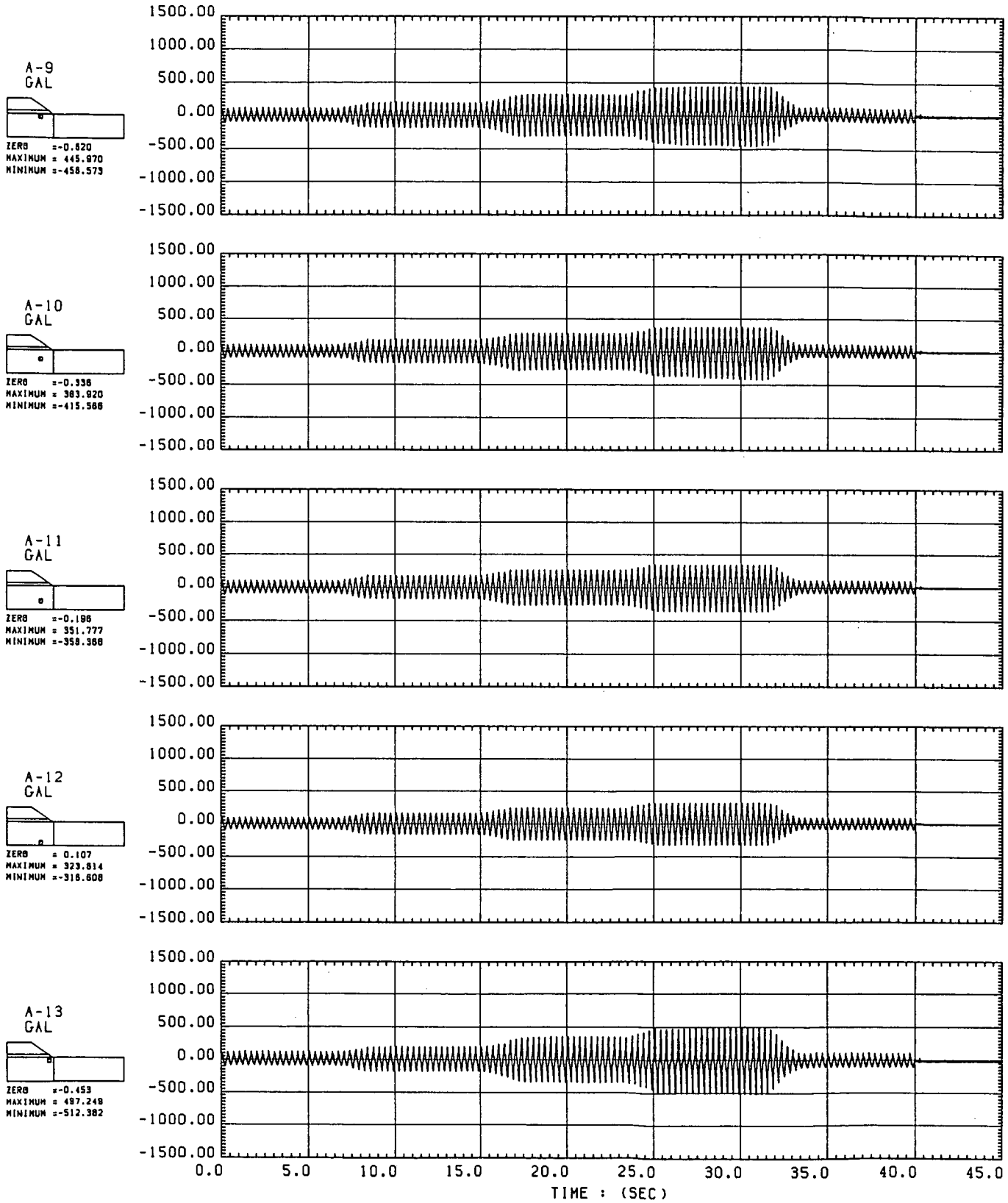
CASE3-1 STEP2 (300GAL/3HZ)



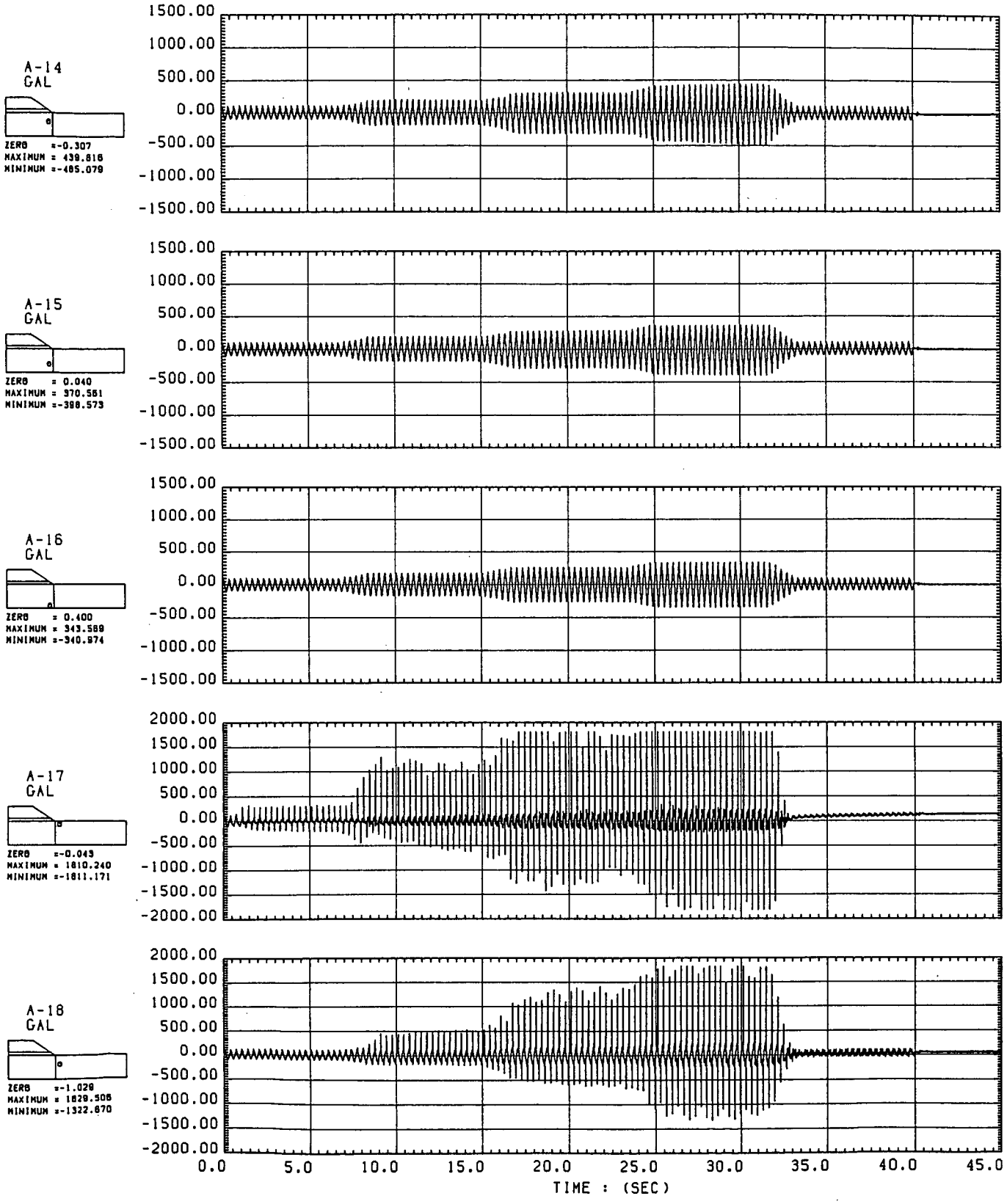
CASE3-1 STEP2 (300GAL/3HZ)



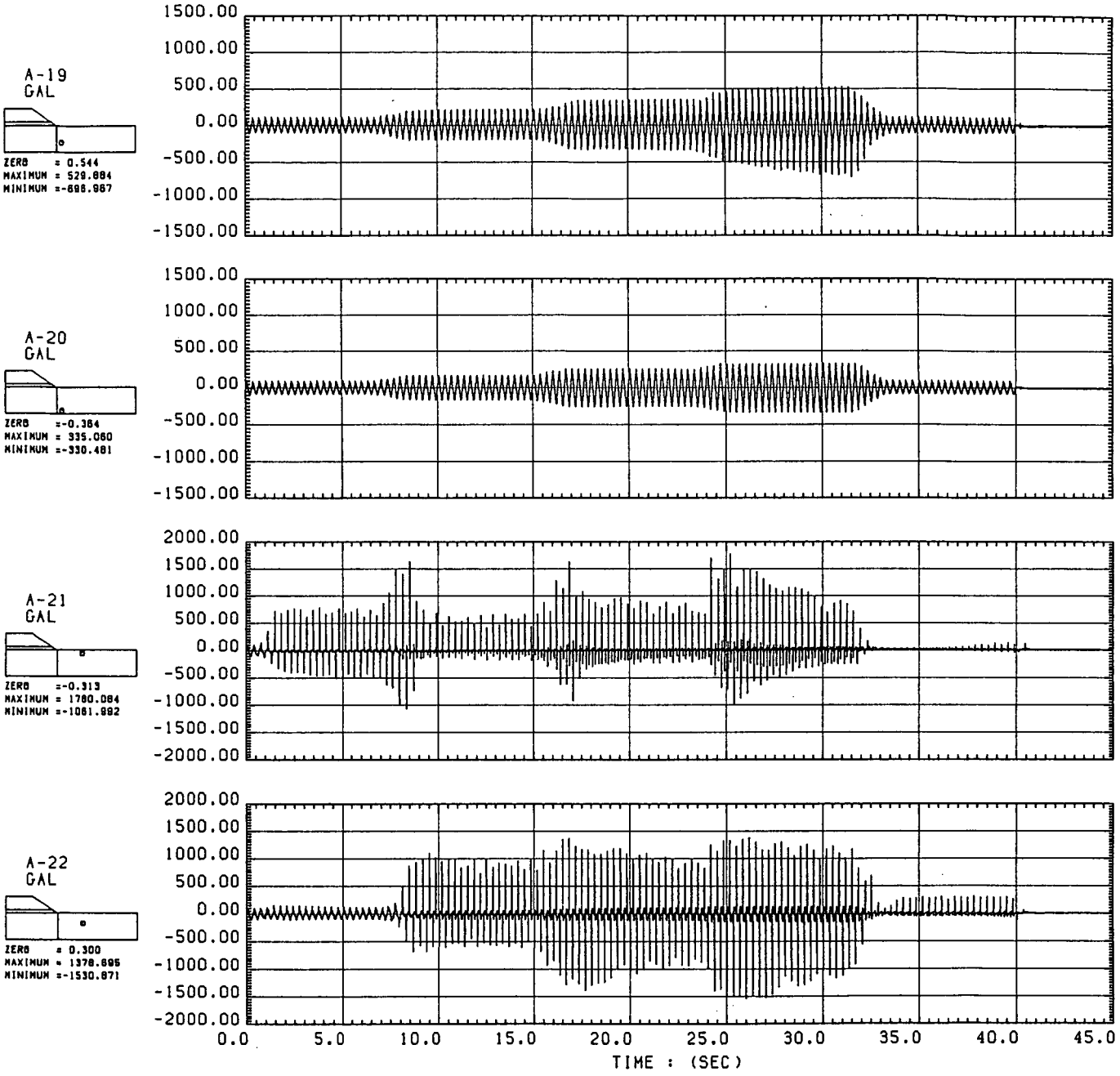
CASE3-1 STEP2 (300GAL/3HZ)



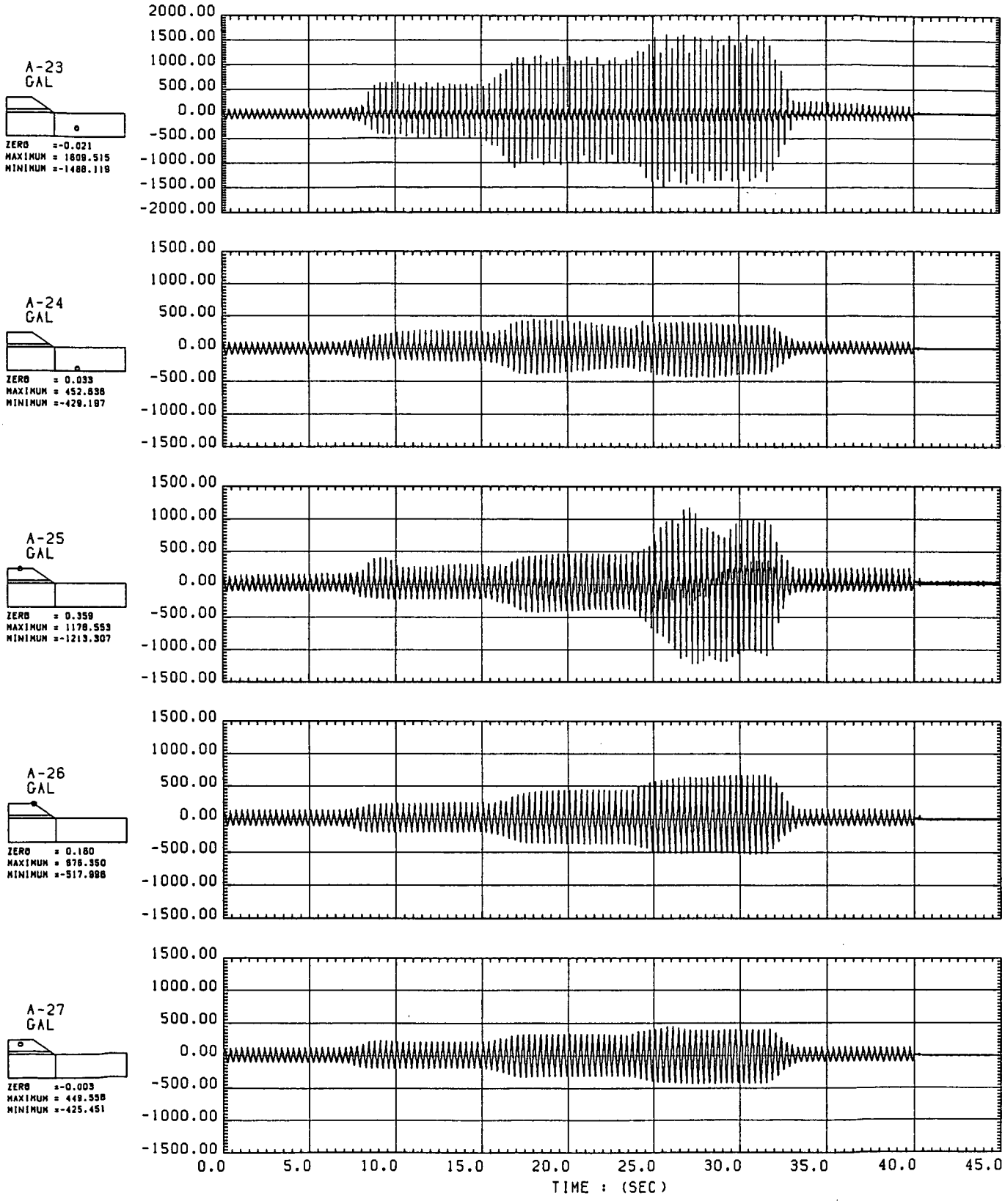
CASE3-1 STEP2 (300GAL/3HZ)



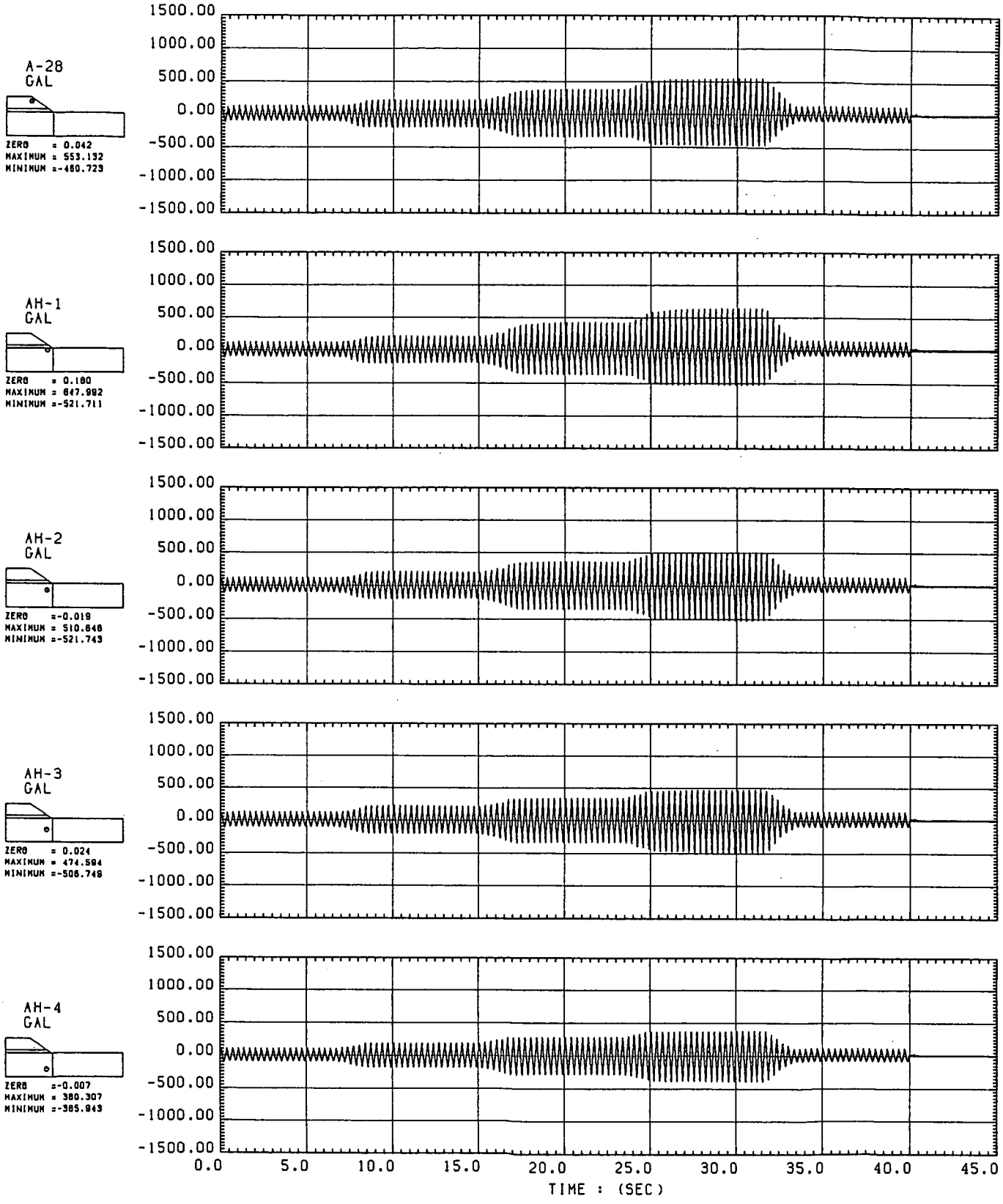
CASE3-1 STEP2 (300GAL/3HZ)

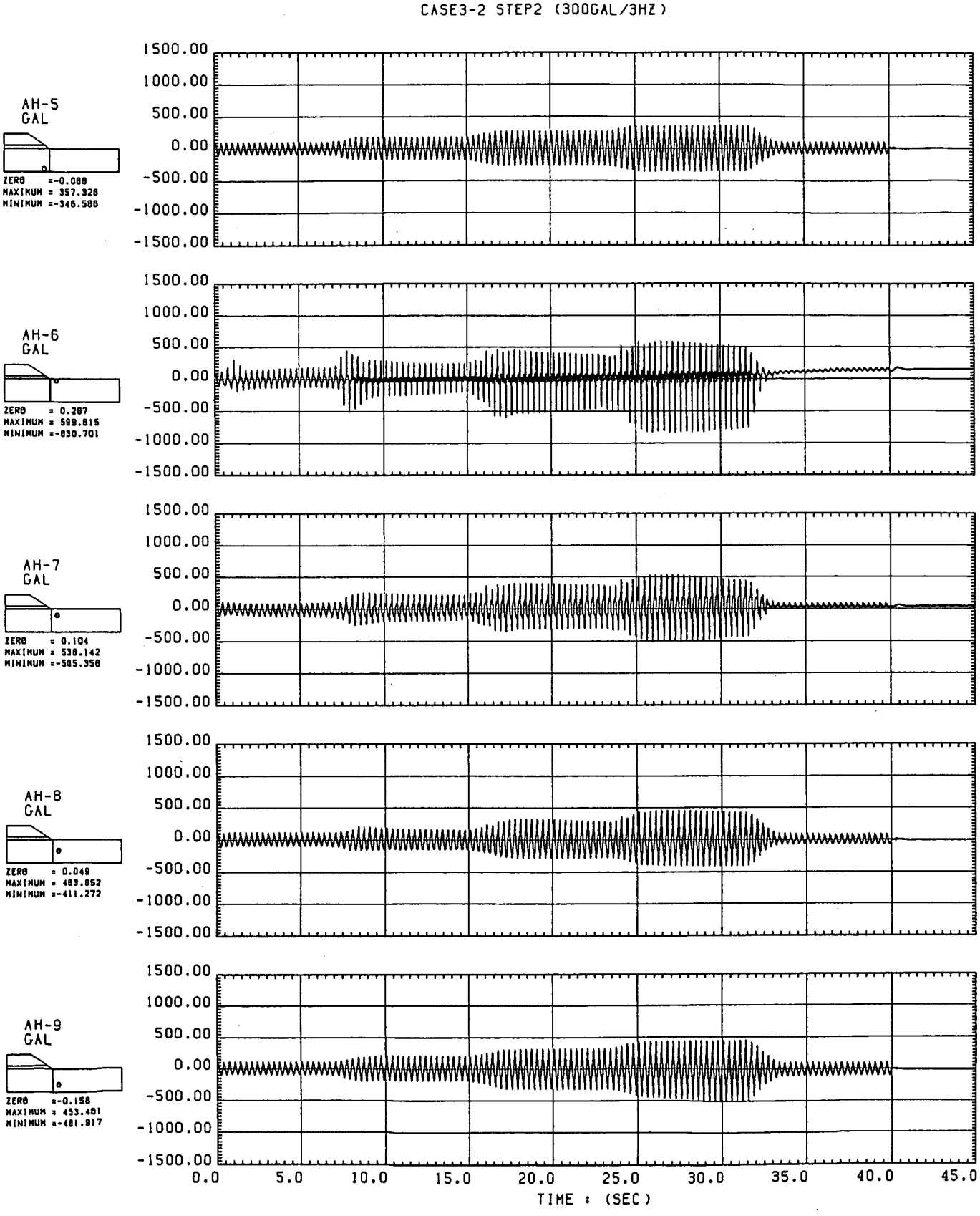


CASE3-2 STEP2 (300GAL/3HZ)

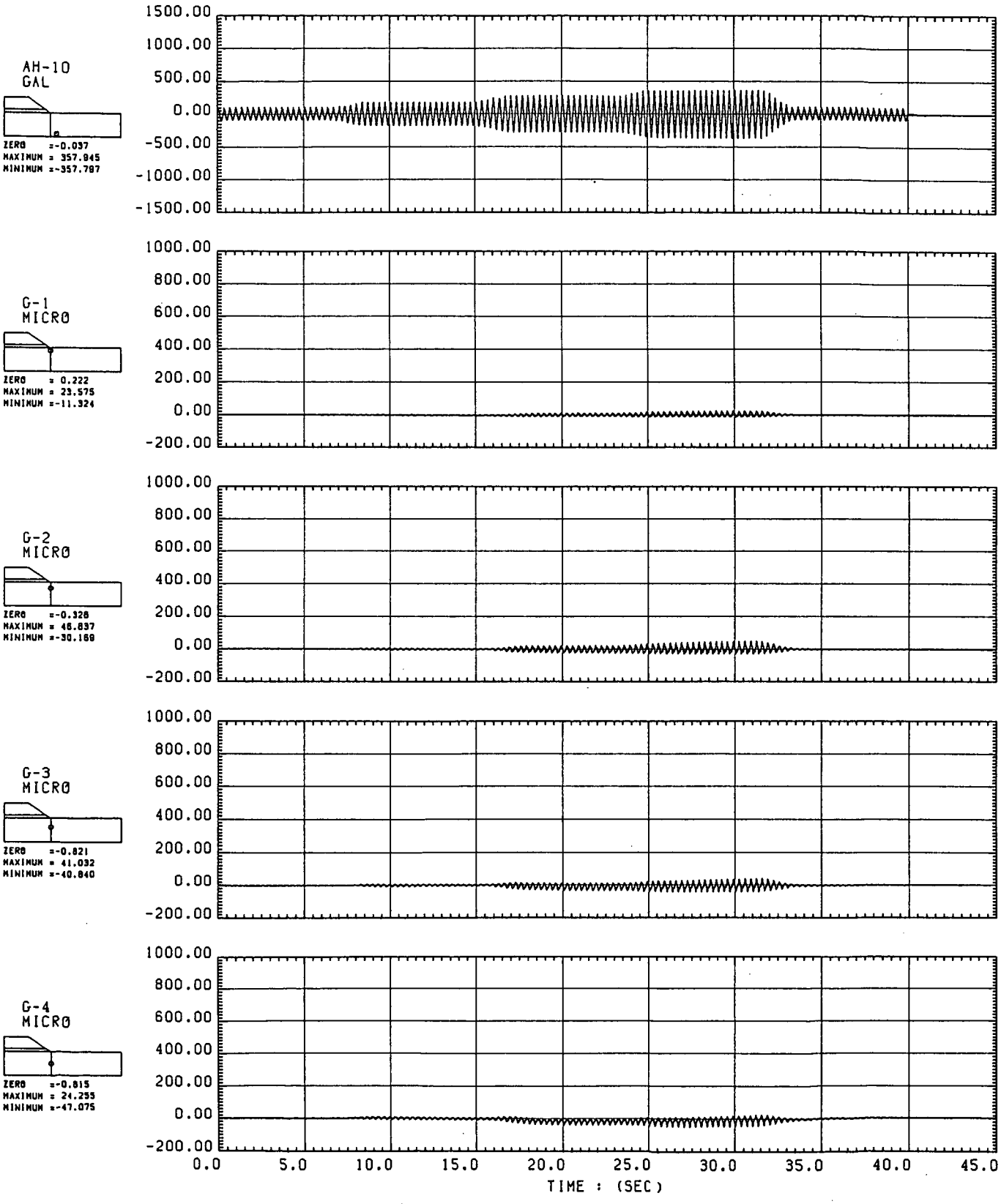


CASE3-2 STEP2 (300GAL/3HZ)

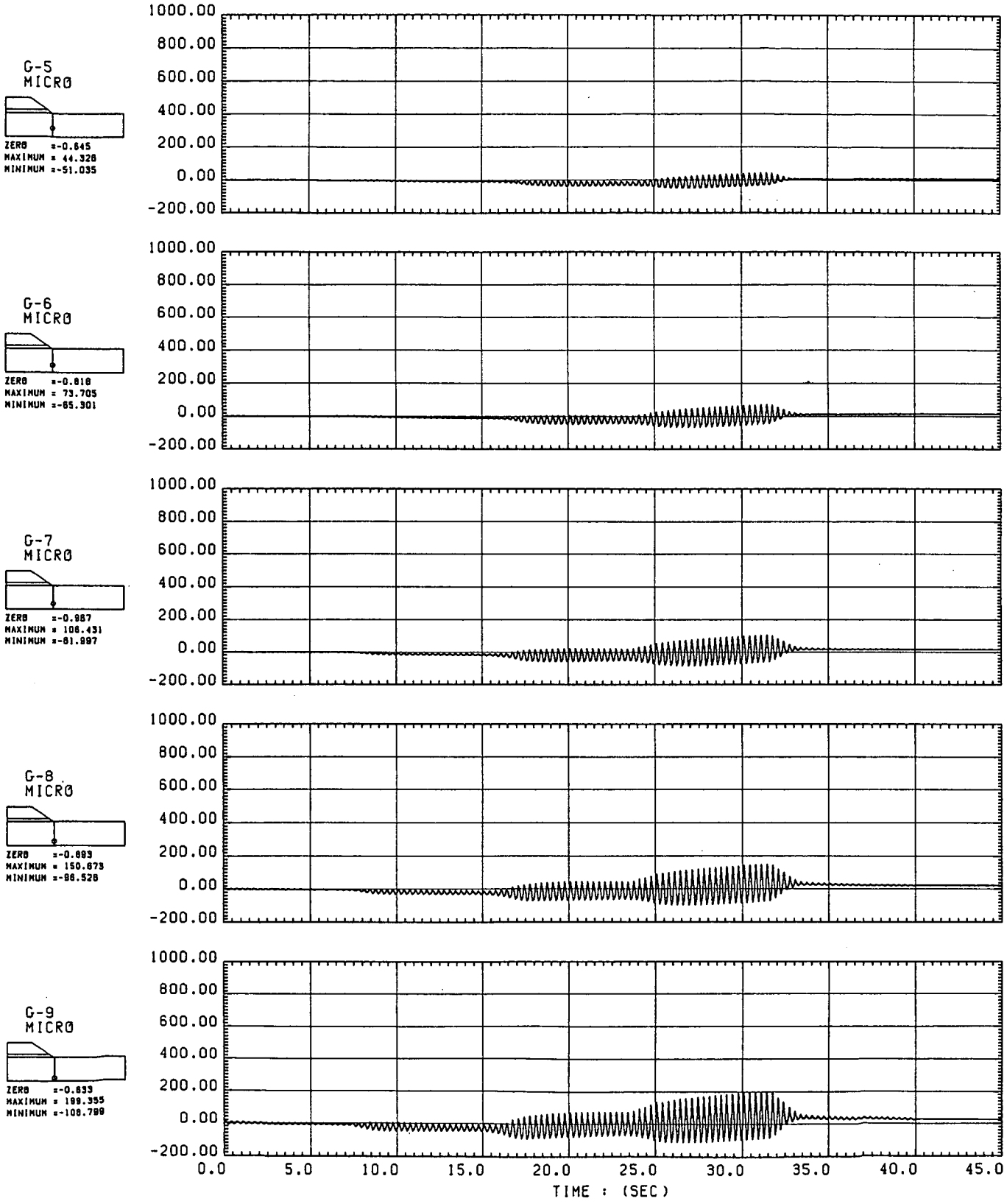



CASE3-2 STEP2 (300GAL/3HZ)
AH-5
GAL
ZERO =-0.088
MAXIMUM = 357.328
MINIMUM =-348.588
AH-6
GAL
ZERO = 0.287
MAXIMUM = 588.815
MINIMUM =-830.701
AH-7
GAL
ZERO = 0.104
MAXIMUM = 538.142
MINIMUM =-505.358
AH-8
GAL
ZERO = 0.049
MAXIMUM = 469.852
MINIMUM =-411.272
AH-9
GAL
ZERO =-0.158
MAXIMUM = 453.481
MINIMUM =-481.917
1500.00
1000.00
500.00
0.00
-500.00
-1000.00
-1500.00
0.0
5.0
10.0
15.0
20.0
25.0
30.0
35.0
40.0
45.0
TIME : (SEC)

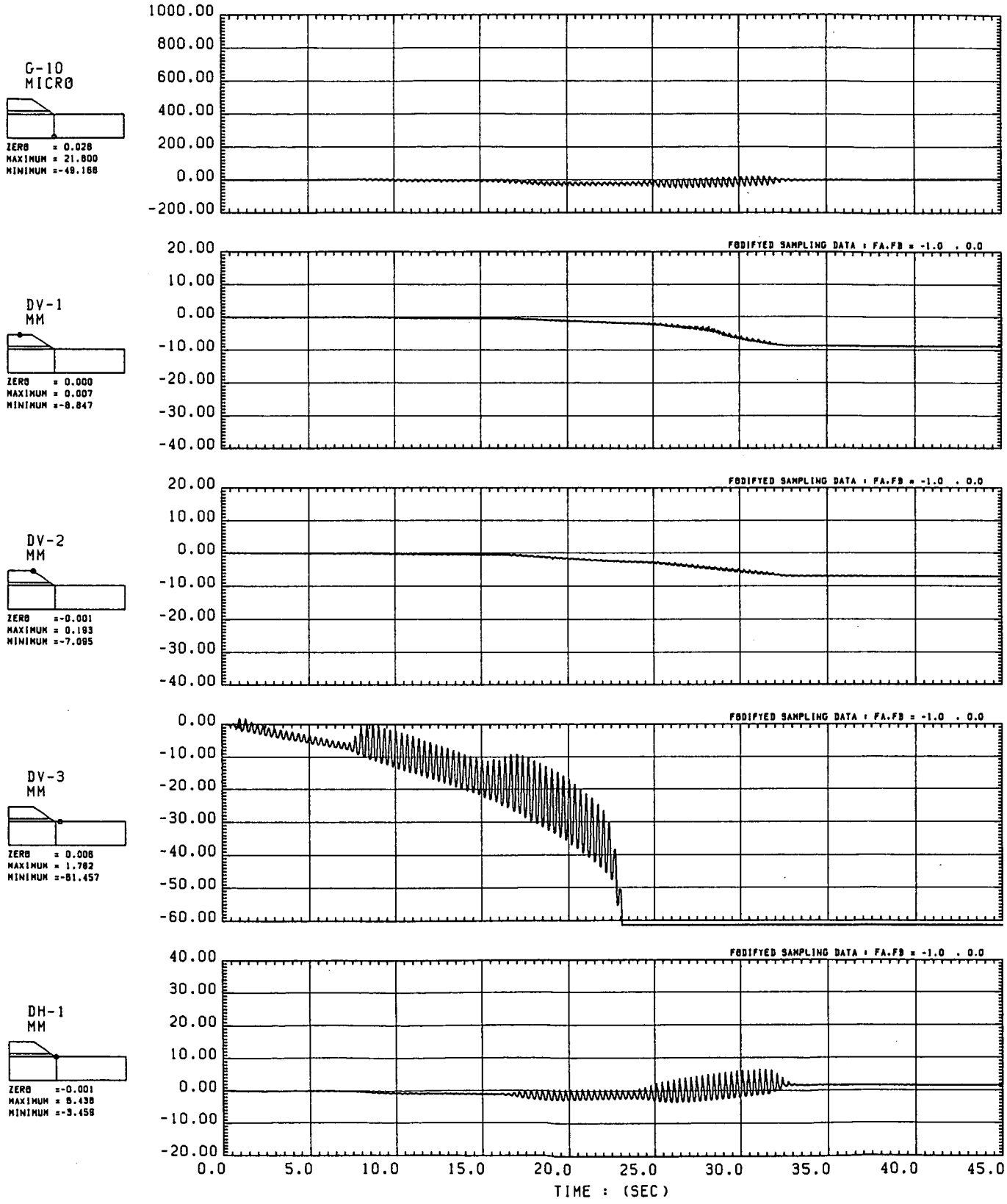
CASE3-2 STEP2 (300GAL/3HZ)



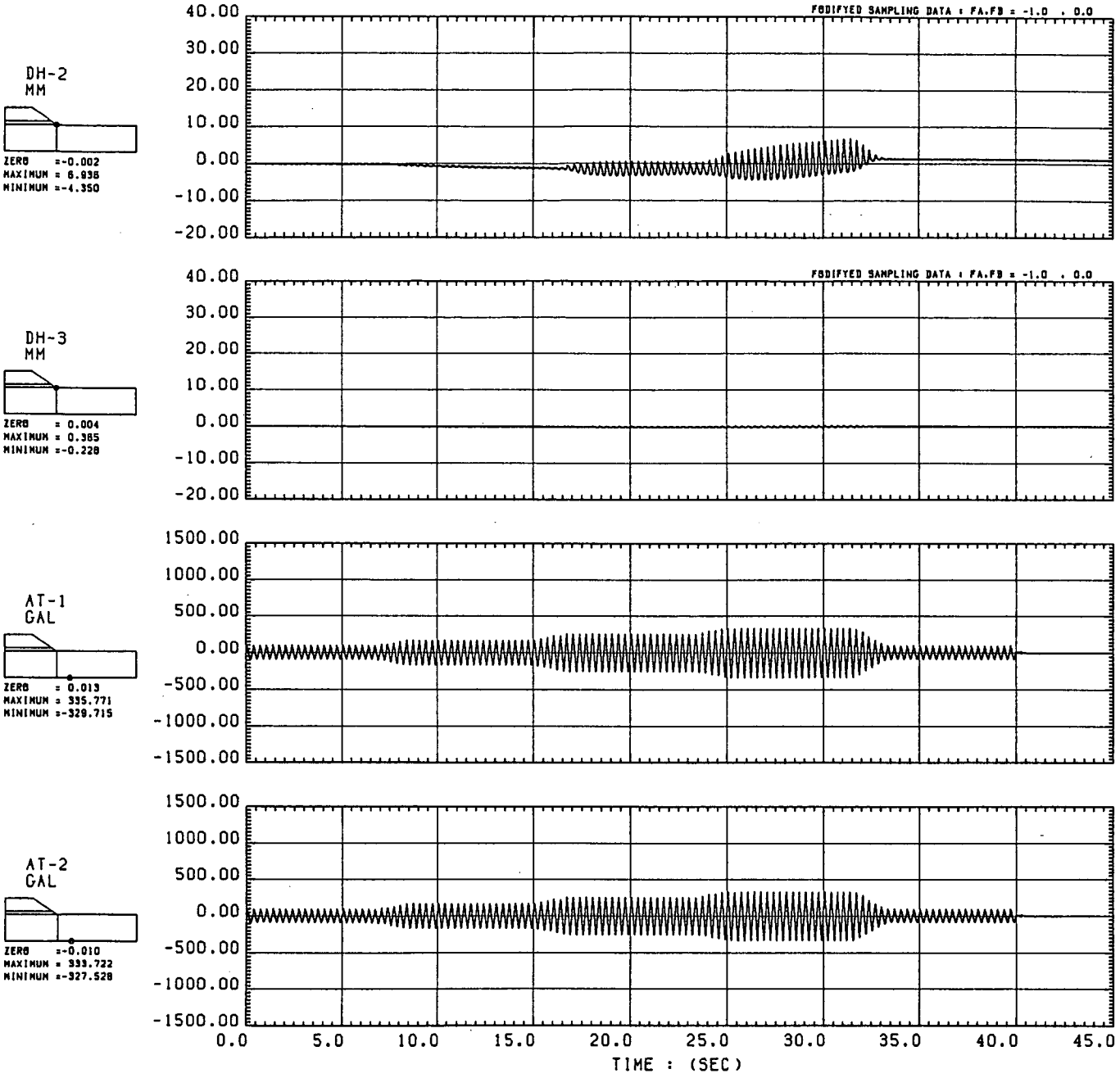
CASE3-2 STEP2 (300GAL/3HZ)



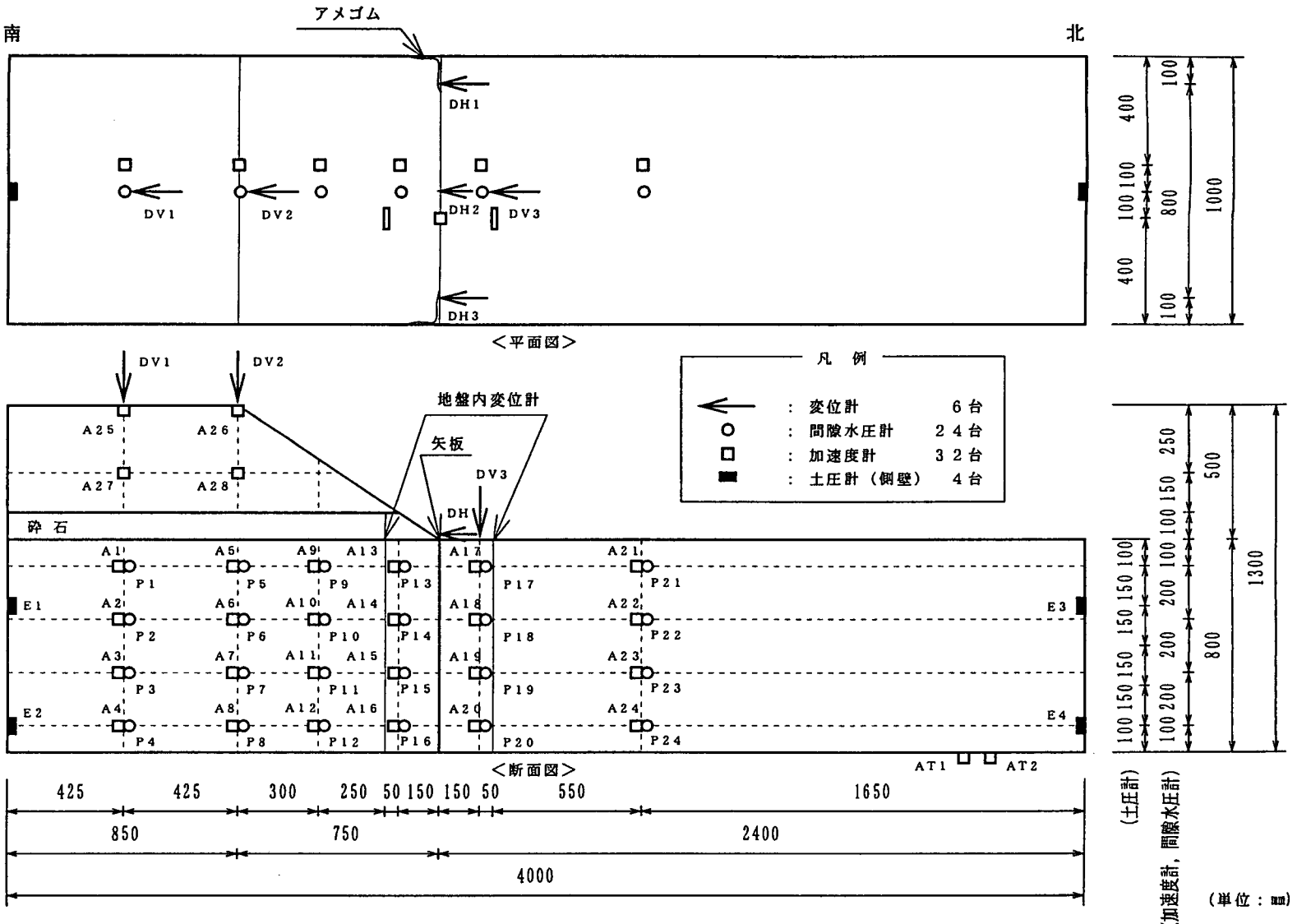
CASE3-2 STEP2 (300GAL/3HZ)



CASE3-2 STEP2 (300GAL/3HZ)

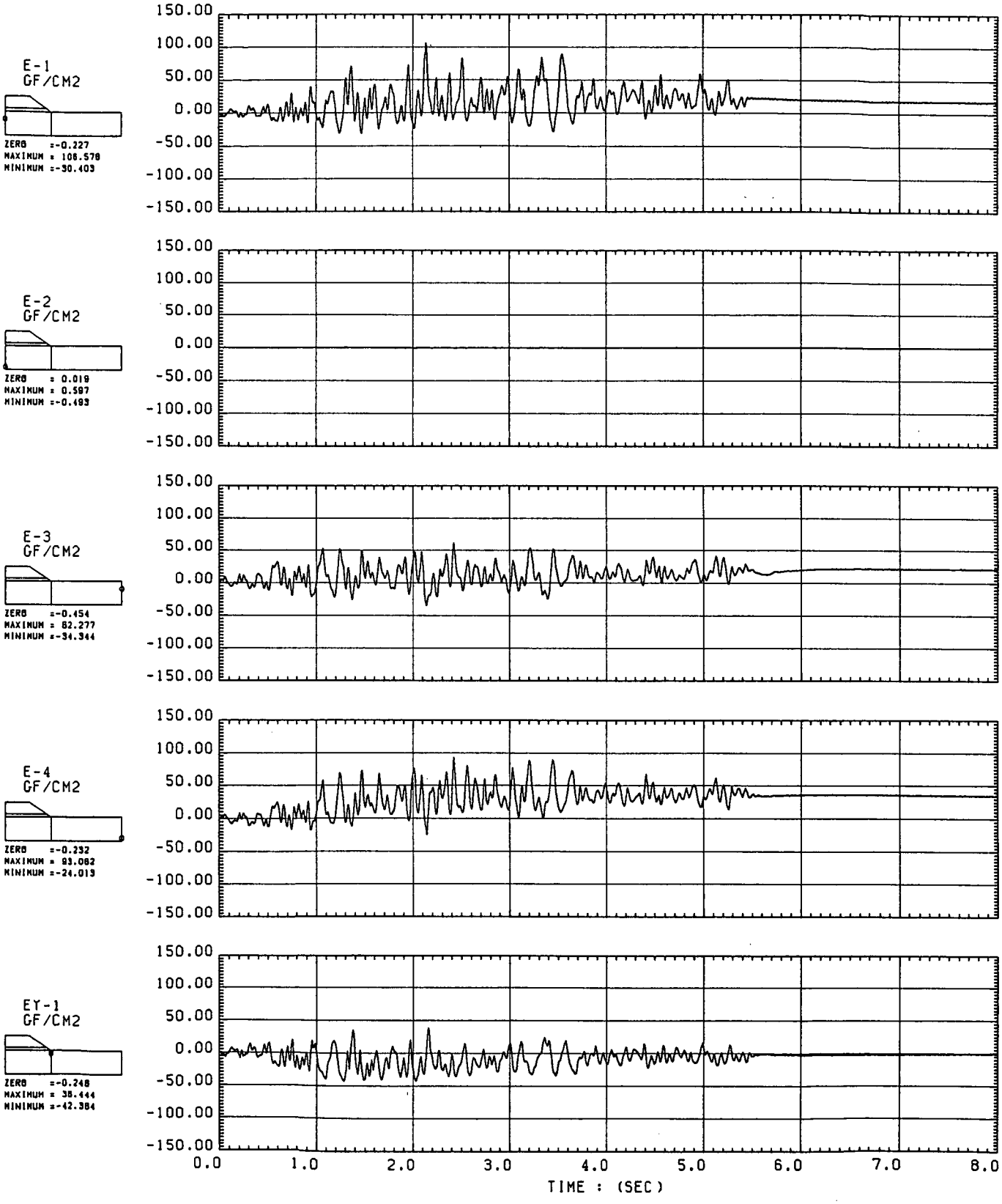


Case4

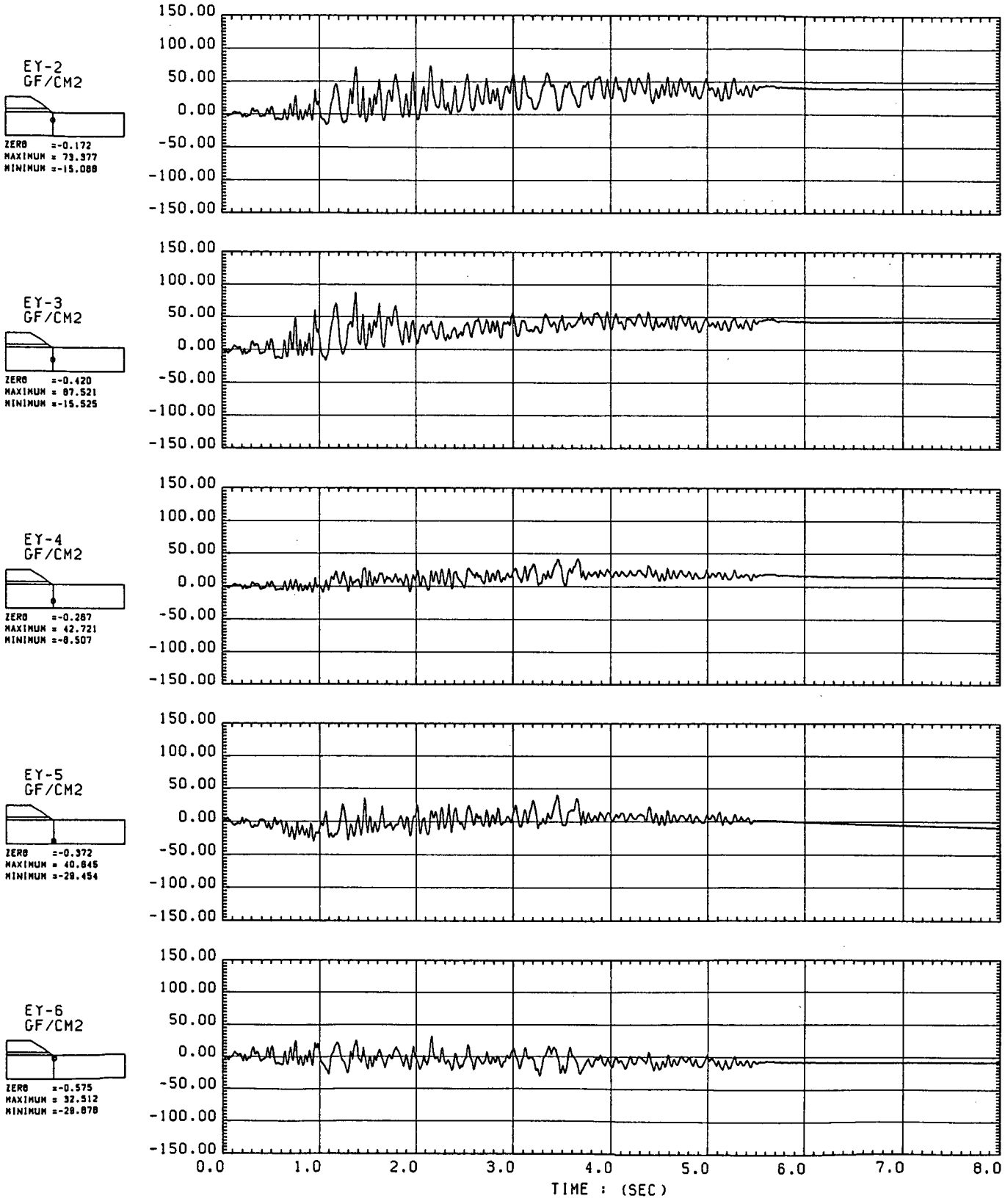


地盤の計測器設置位置

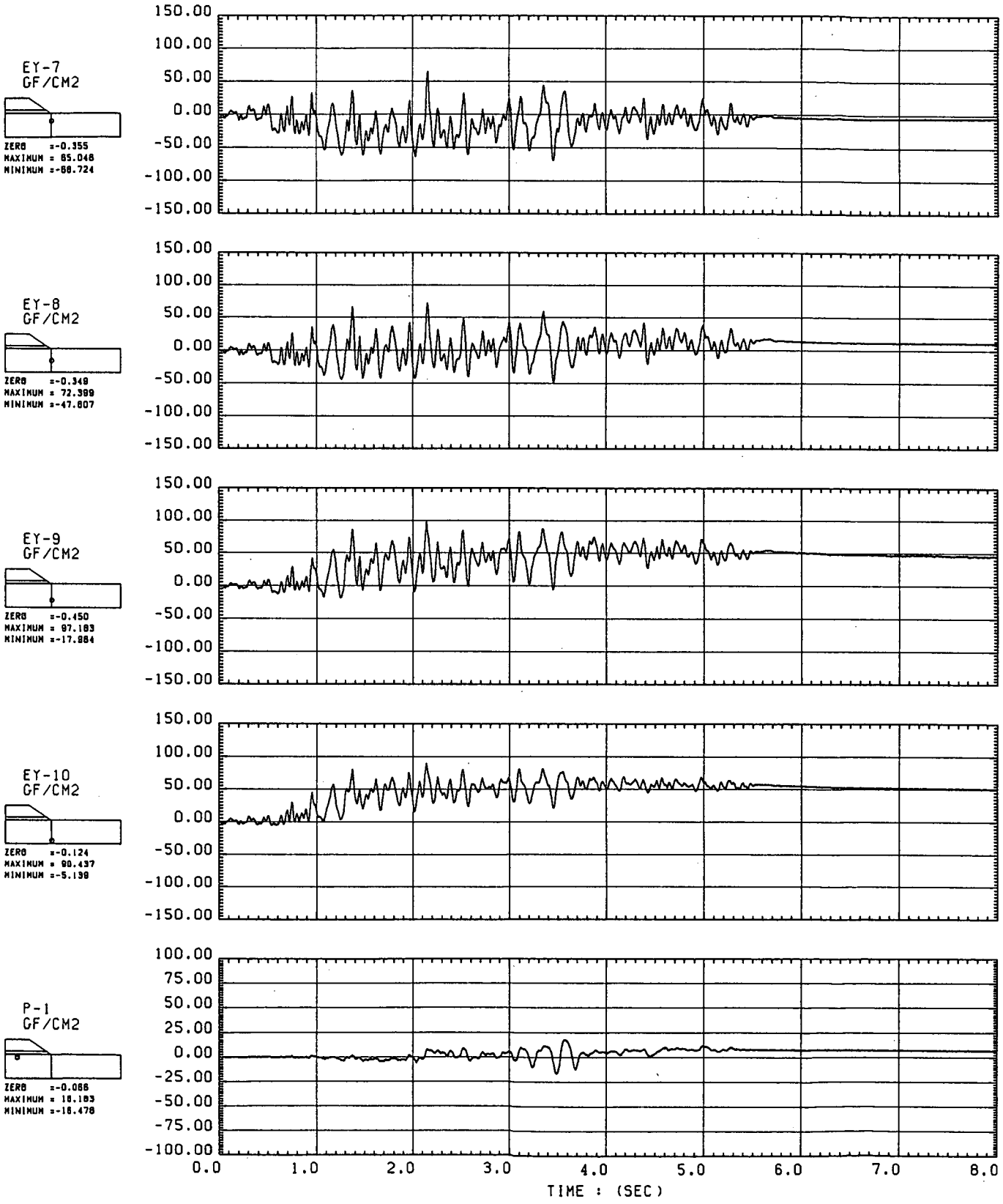
CASE4-1 STEP1 (EQ/5HZ)



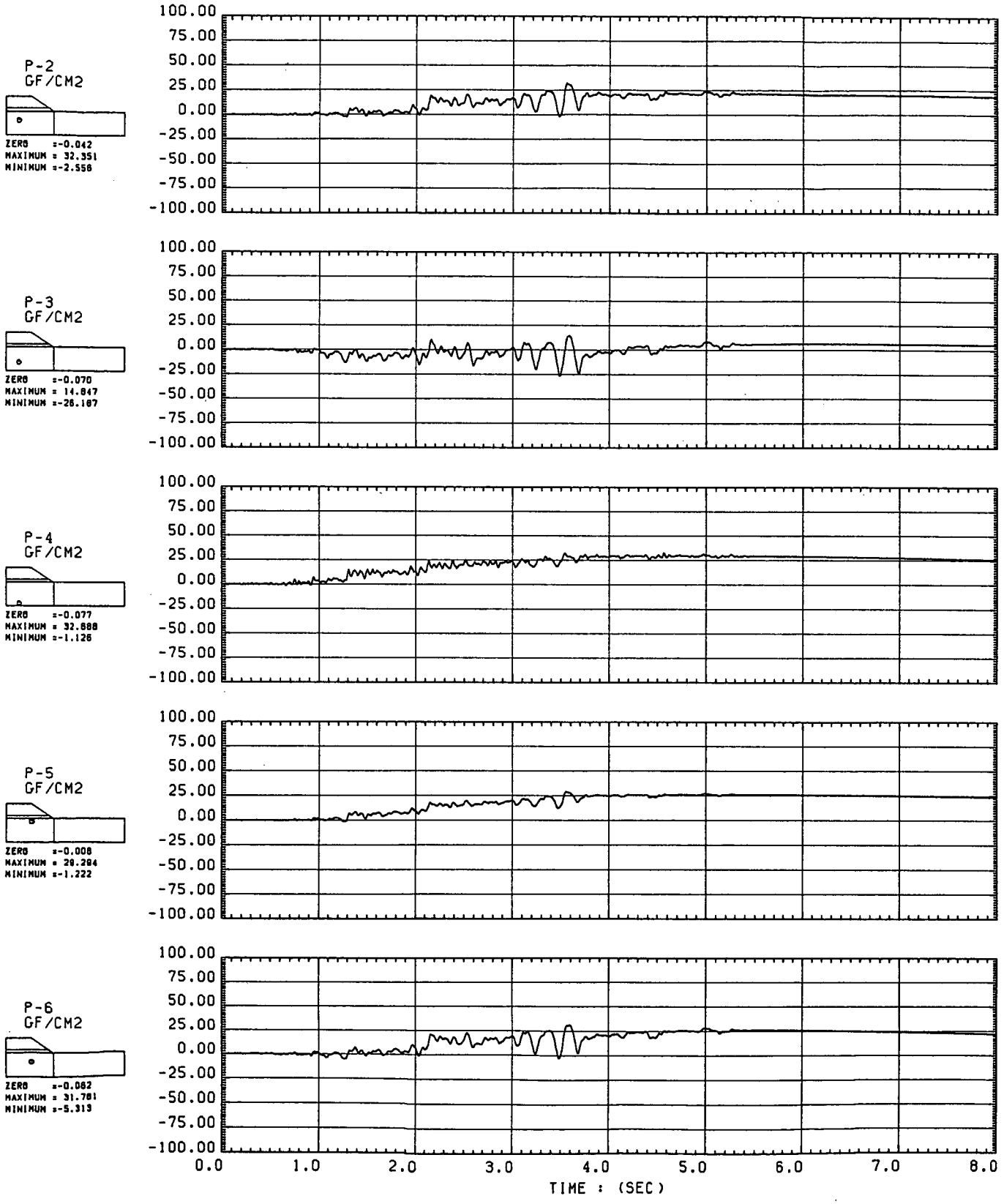
CASE4-1 STEP1 (EQ/5HZ)



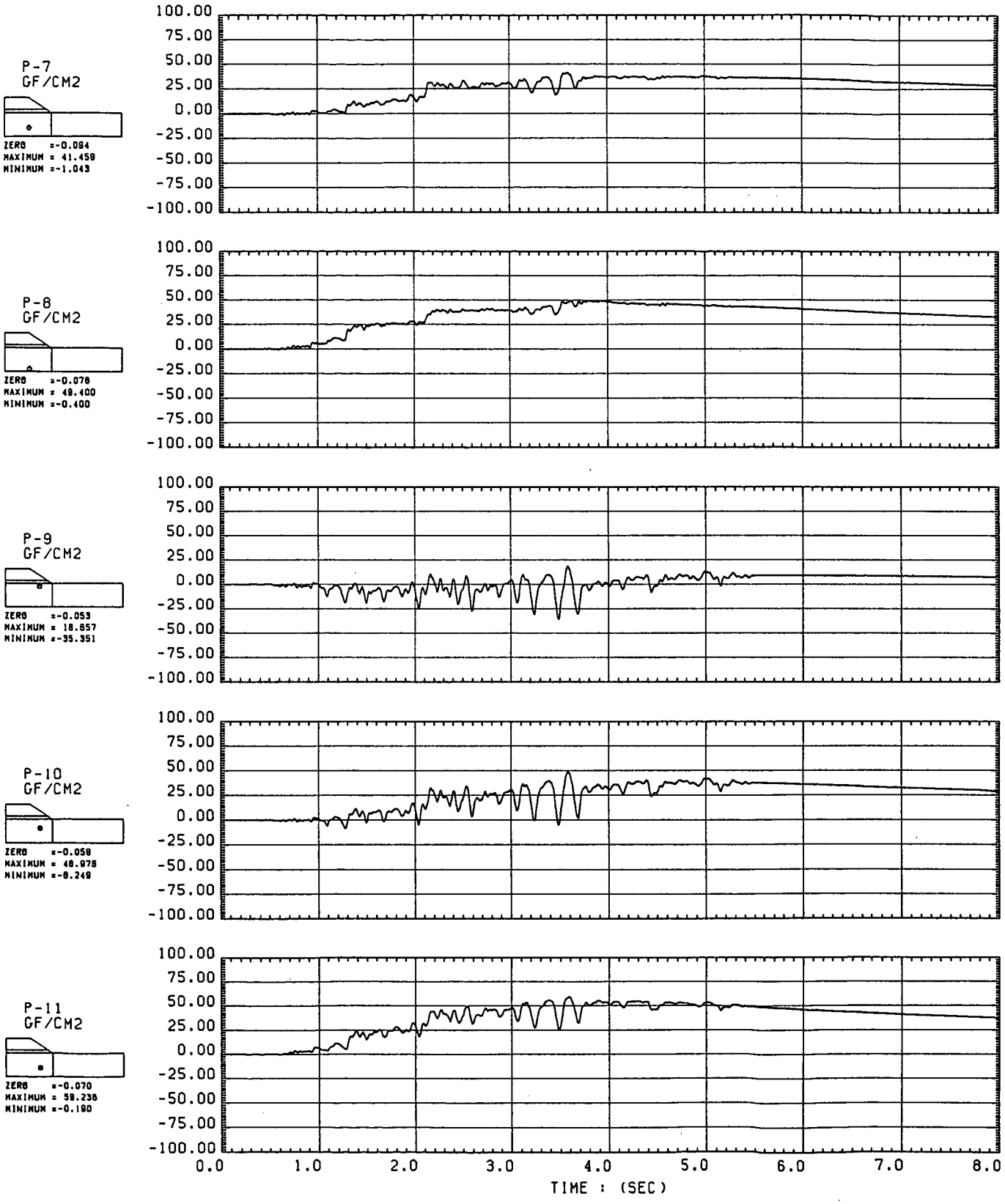
CASE4-1 STEP1 (EQ/5HZ)



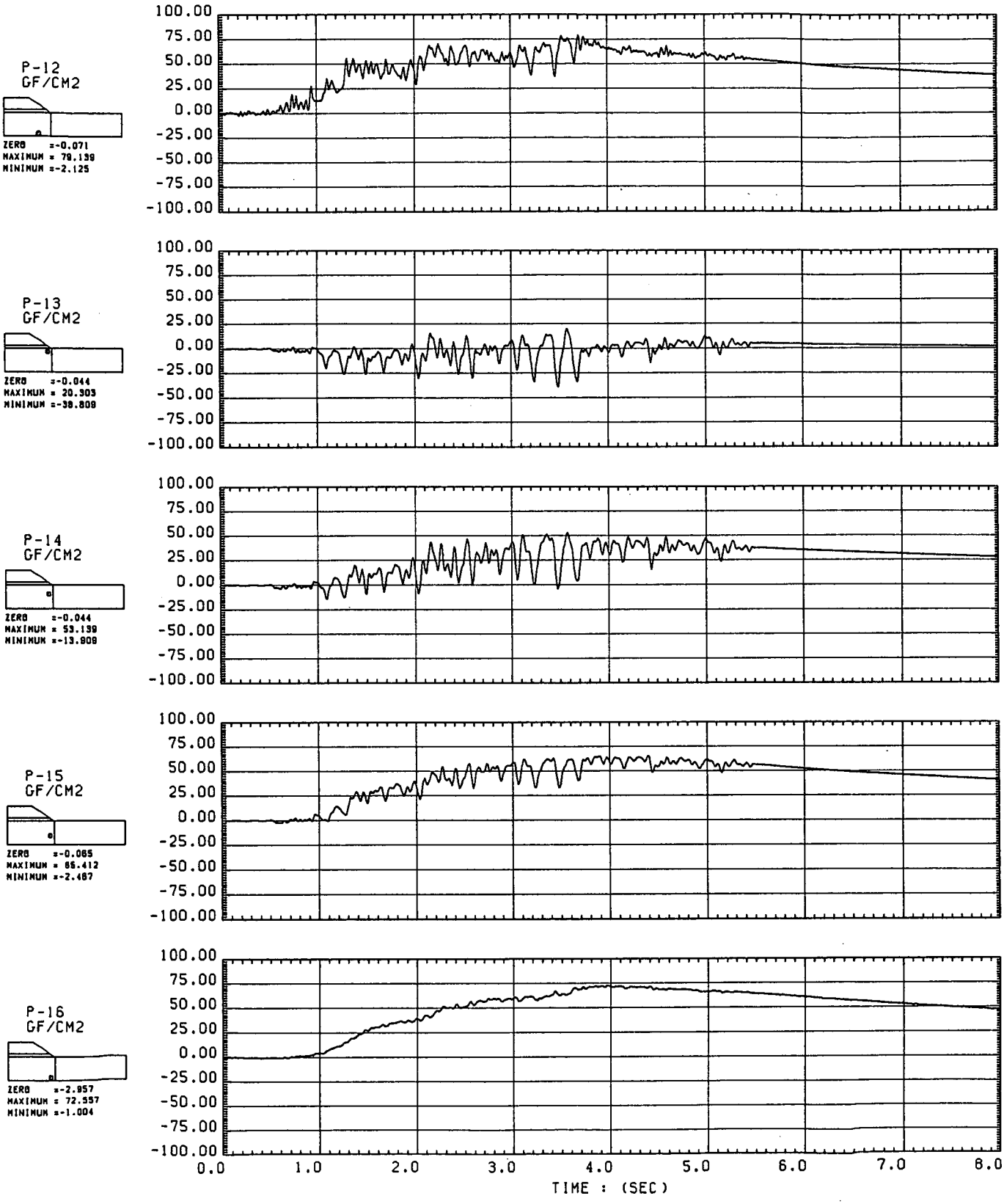
CASE4-1 STEP1 (EQ/5HZ)



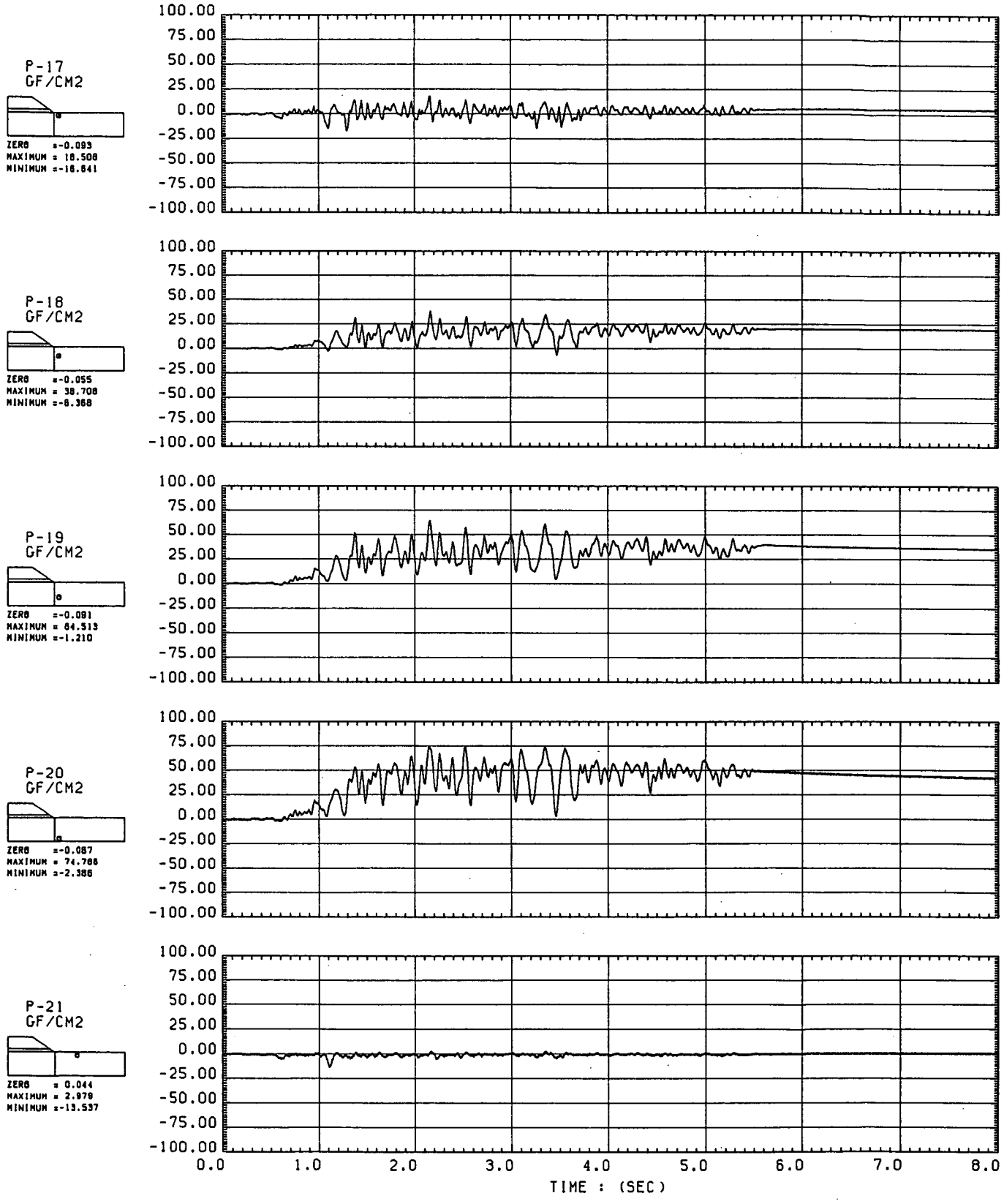
CASE4-1 STEP1 (EQ/5HZ)



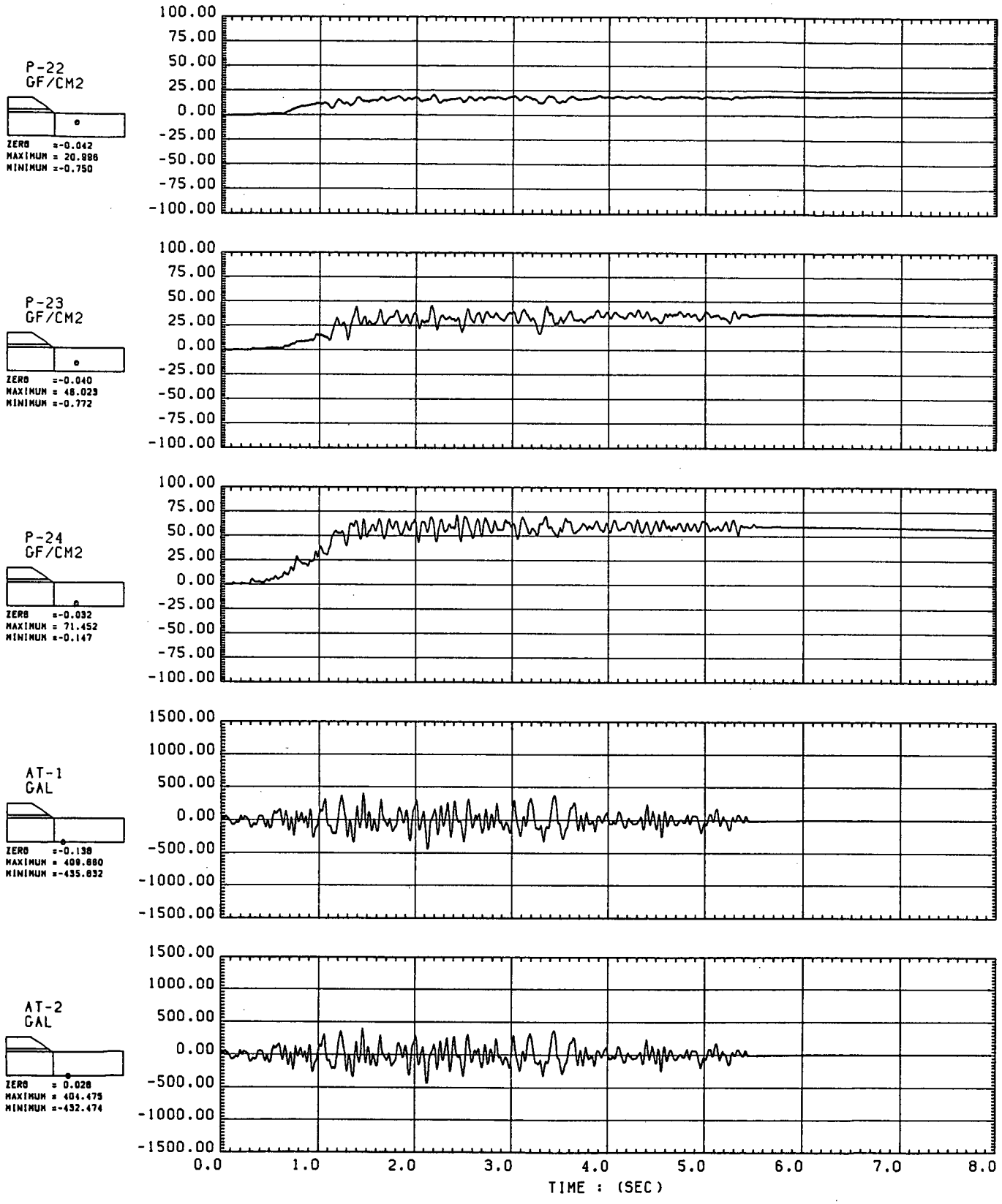
CASE4-1 STEP1 (EQ/5HZ)



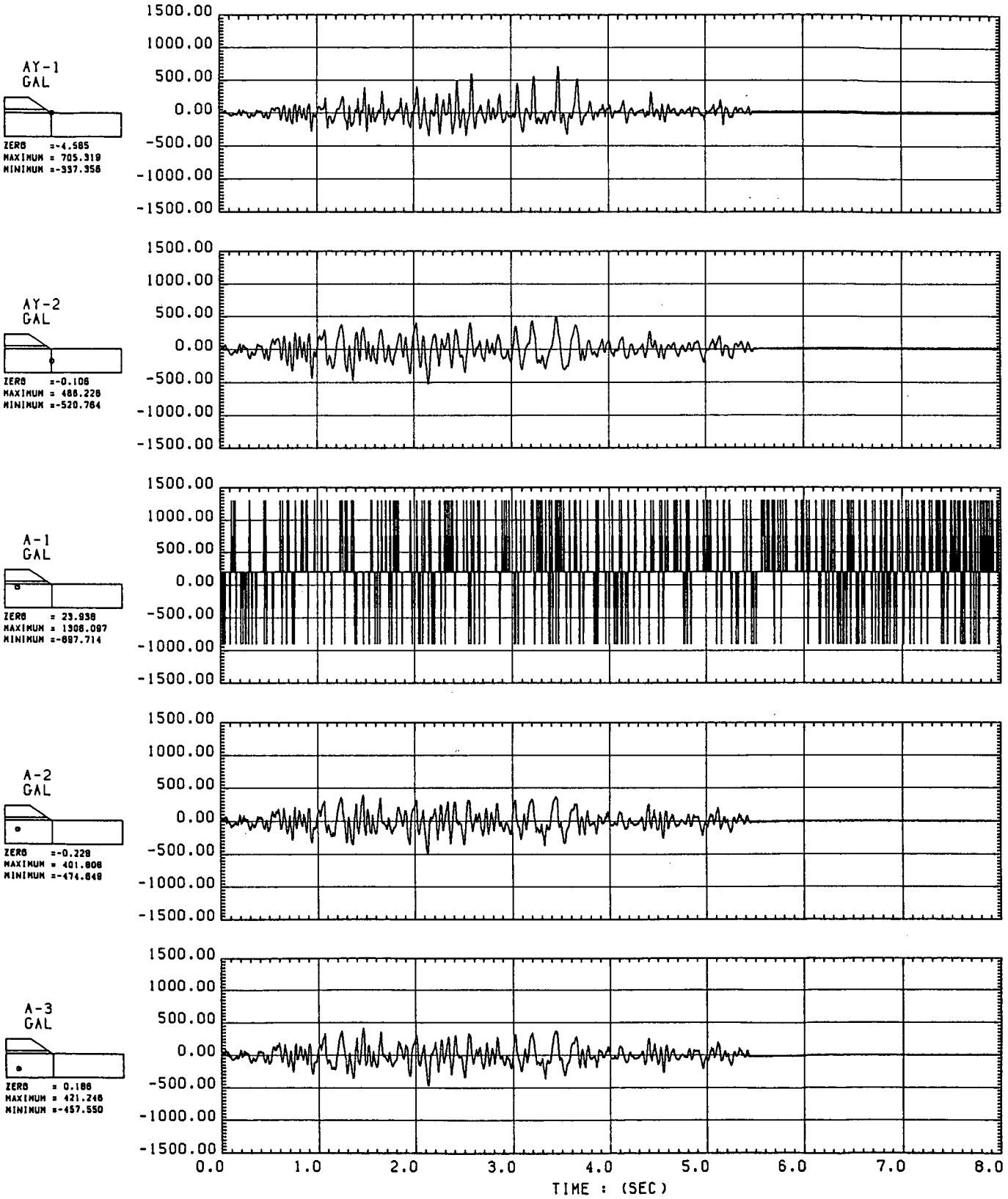
CASE4-1 STEP1 (EQ/5HZ)



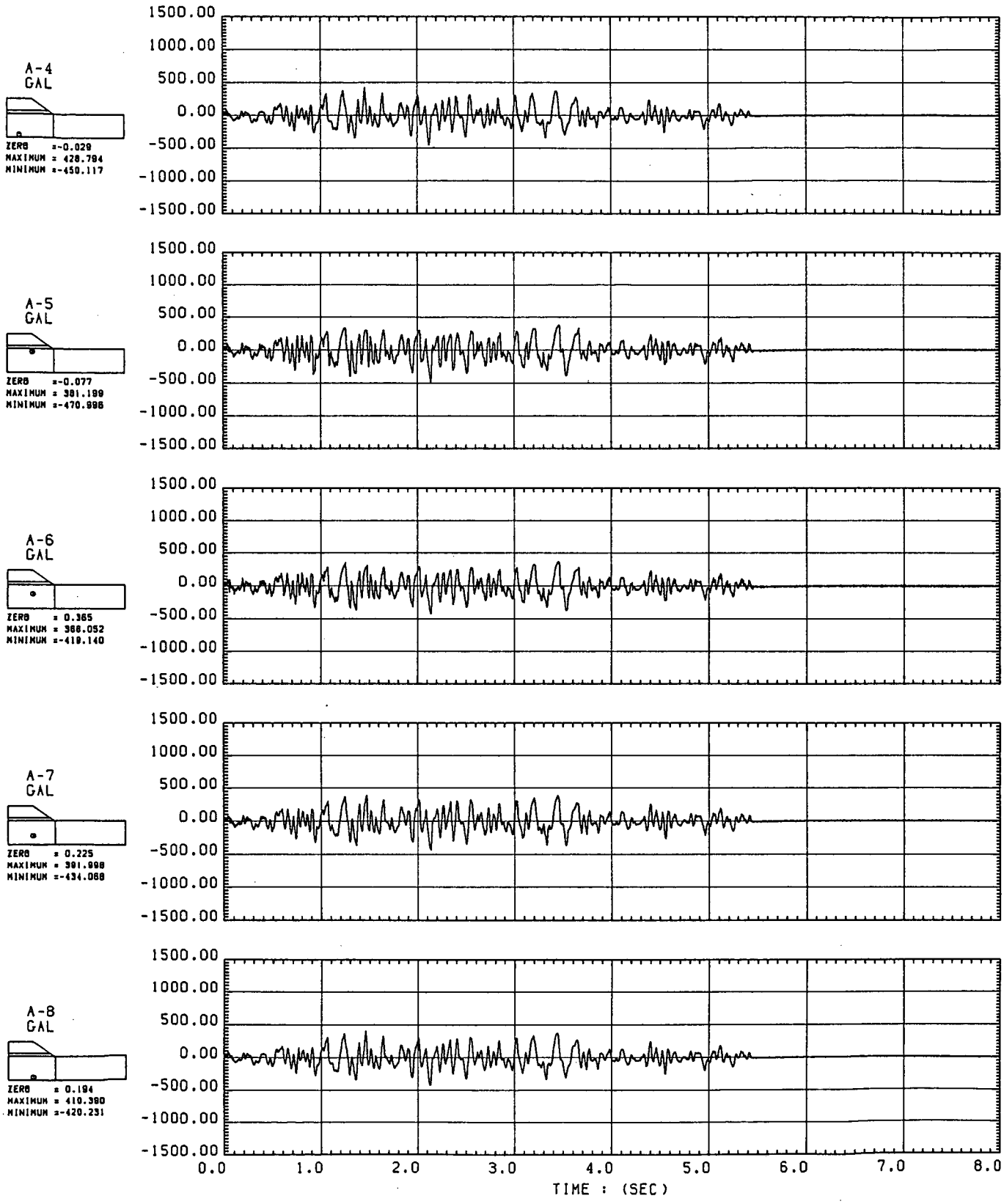
CASE4-1 STEP1 (EQ/5HZ)



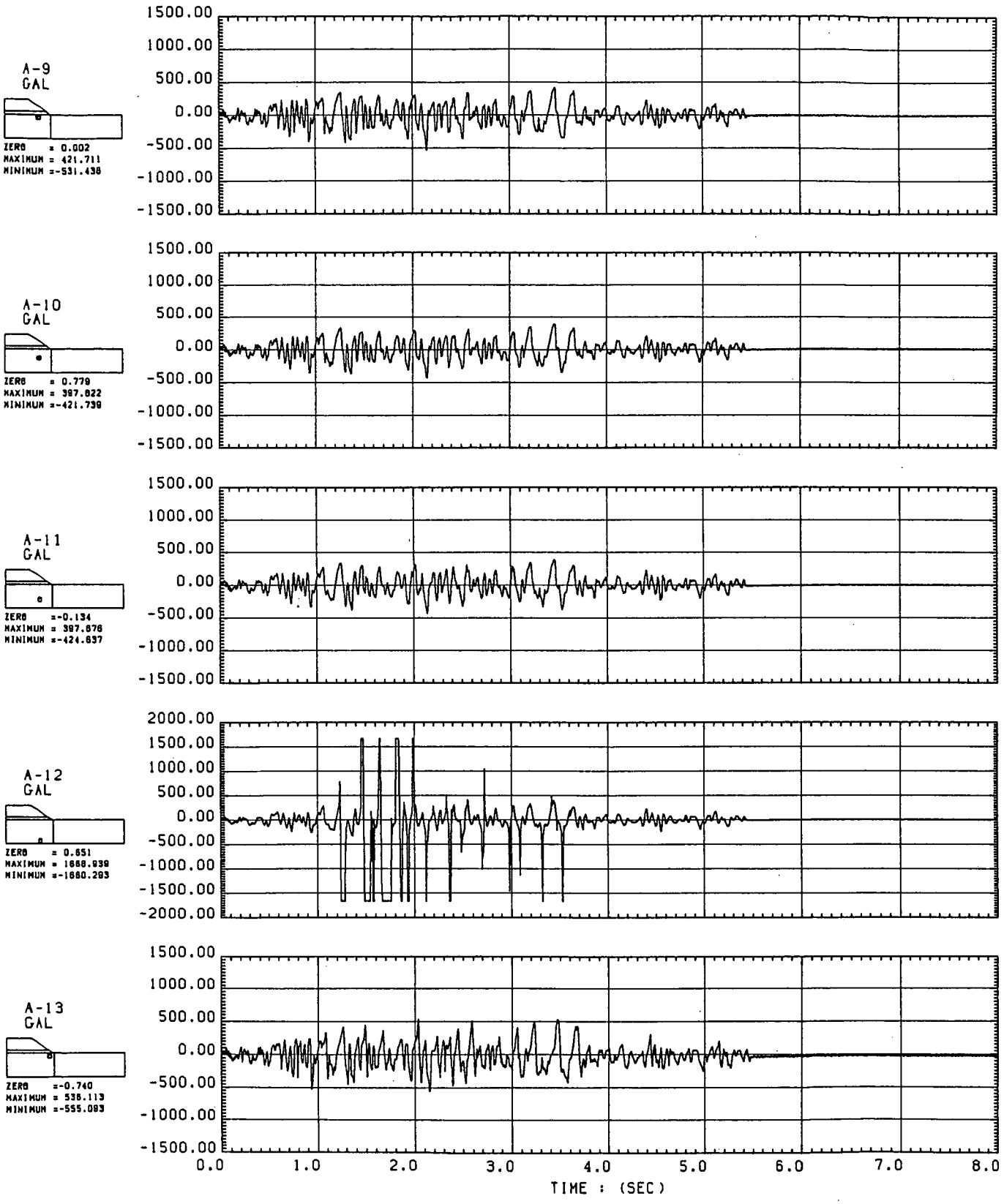
CASE4-1 STEP1 (EQ/5HZ)



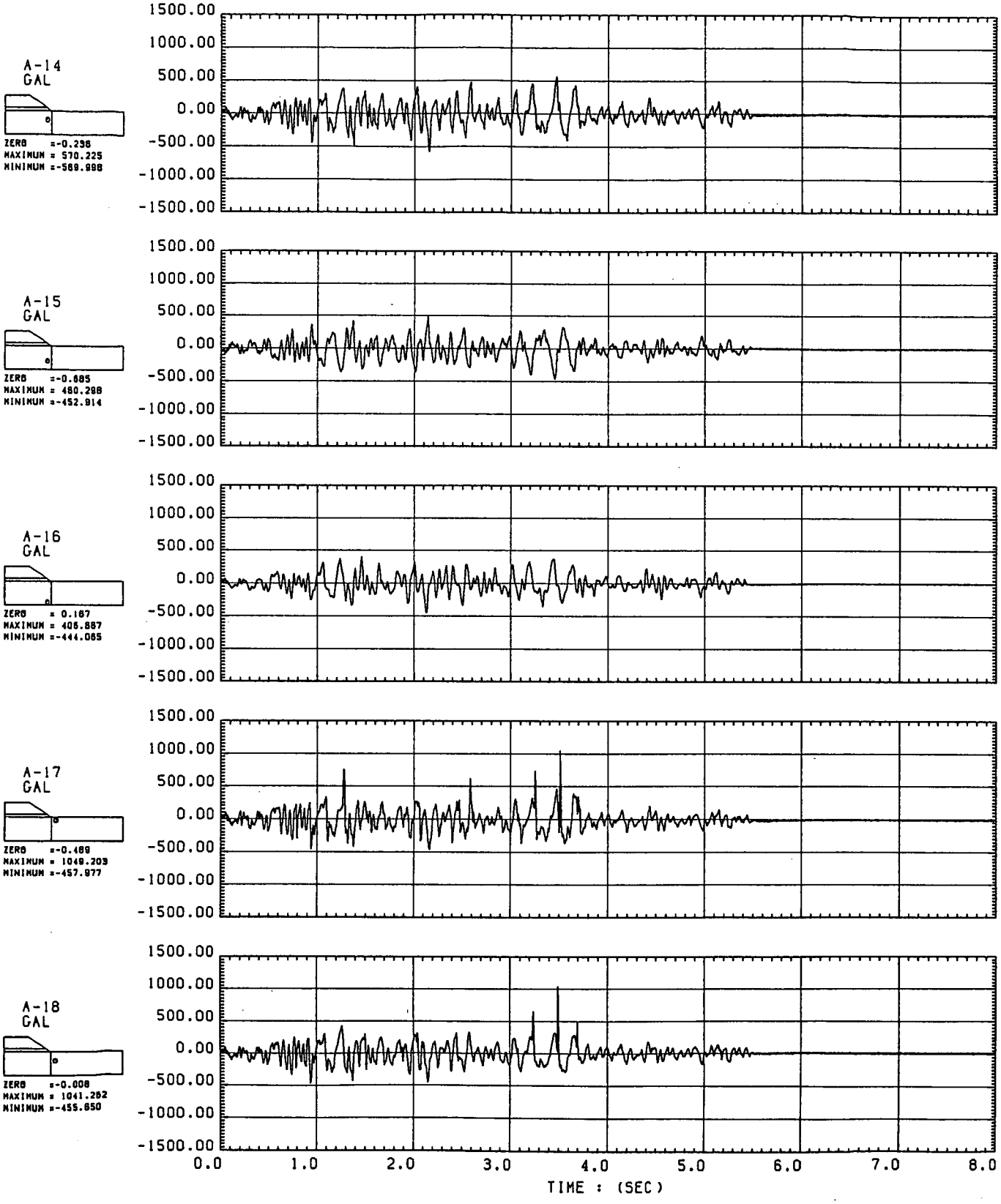
CASE4-1 STEP1 (EQ/5HZ)



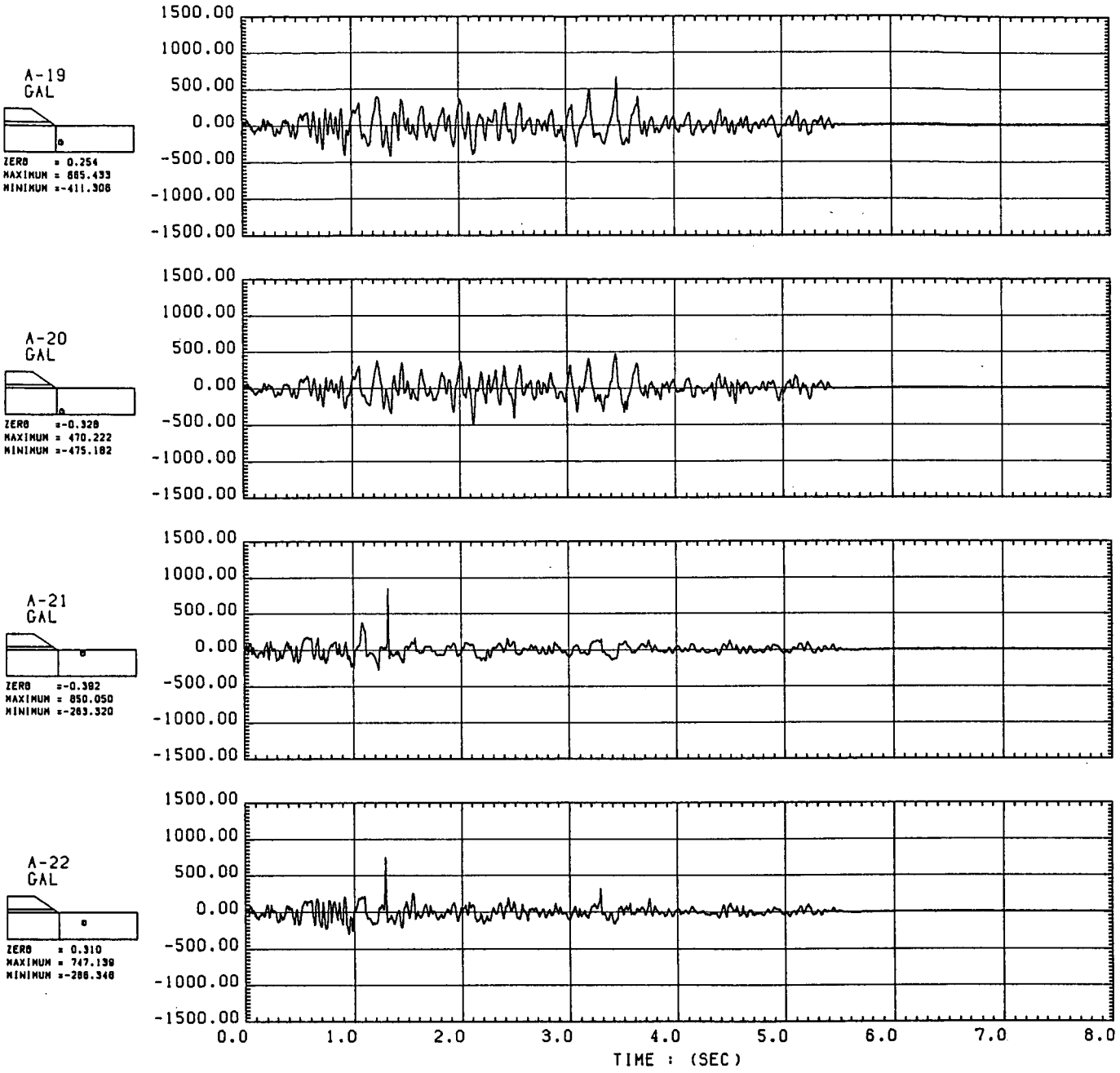
CASE4-1 STEP1 (EQ/5HZ)



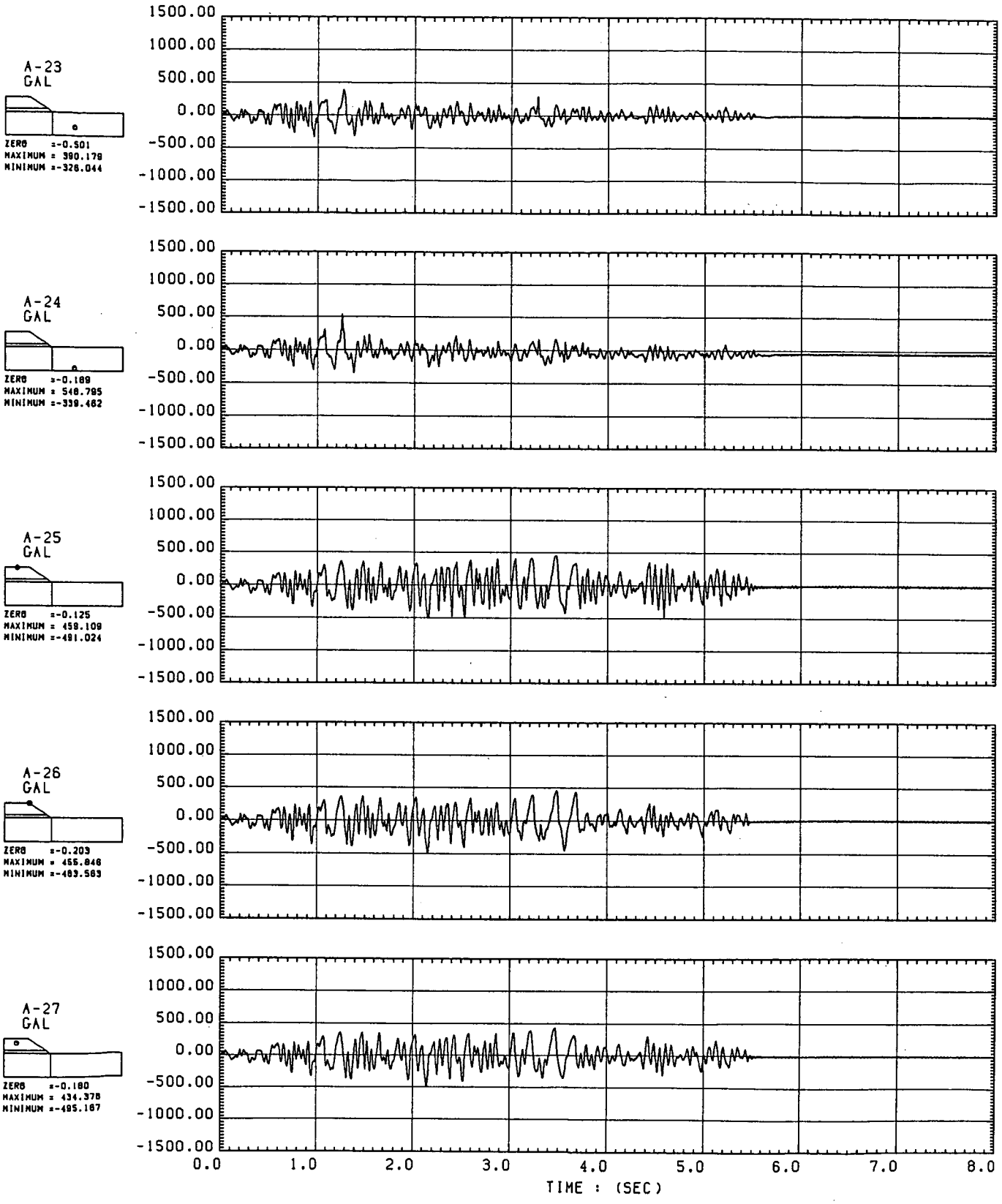
CASE4-1 STEP1 (EQ/5HZ)



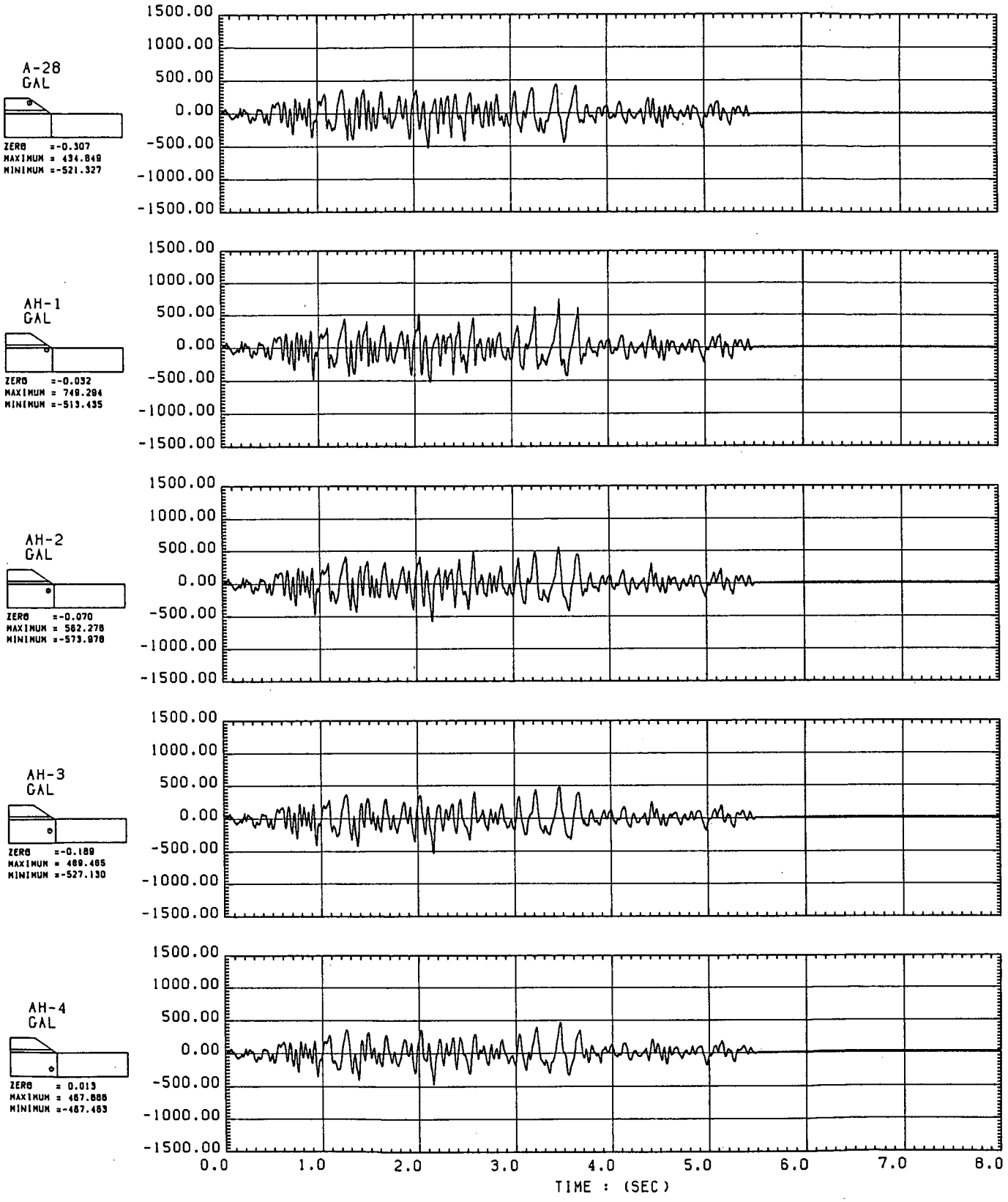
CASE4-1 STEP1 (EQ/5HZ)



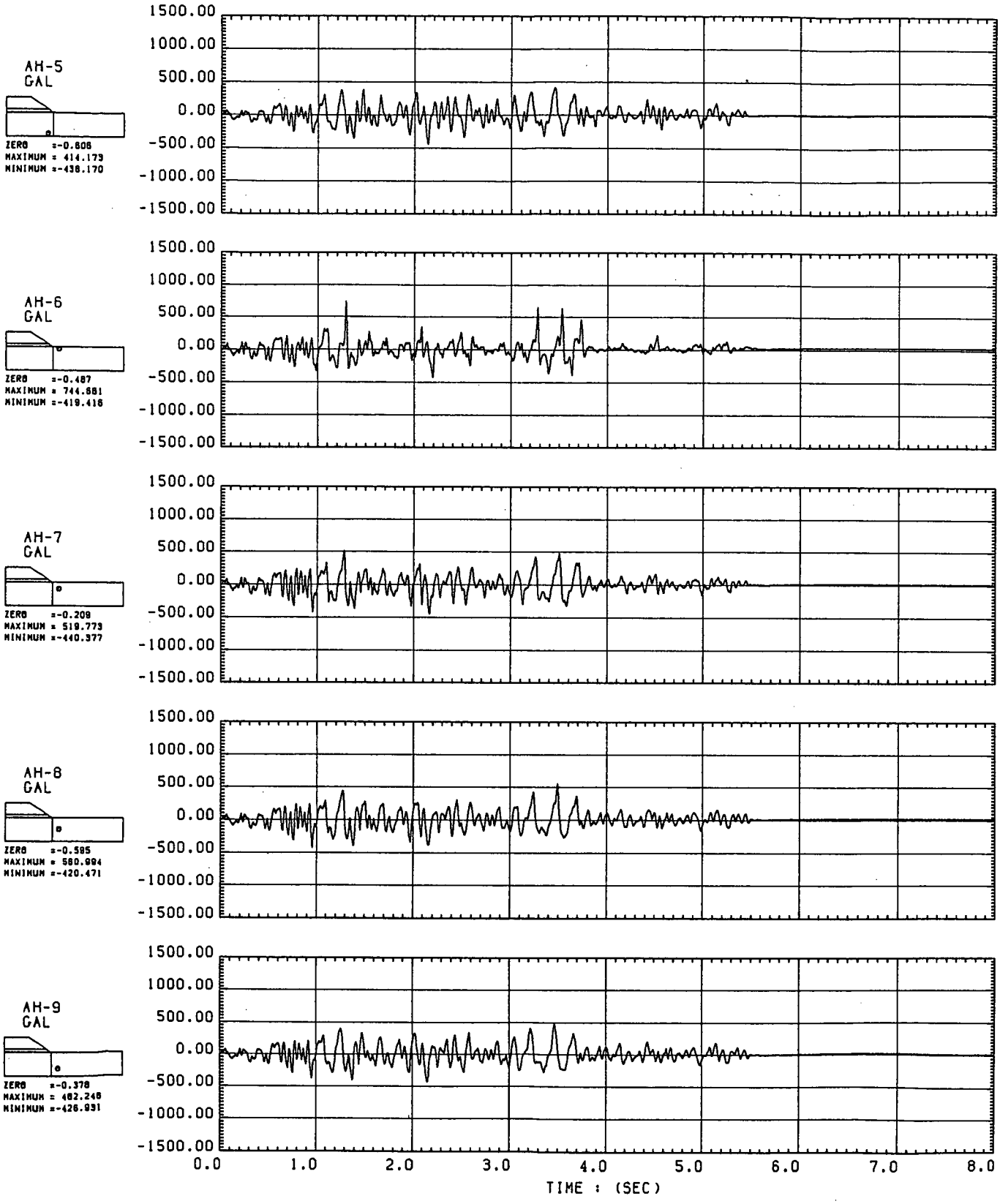
CASE4-2 STEP1 (EQ/5HZ)



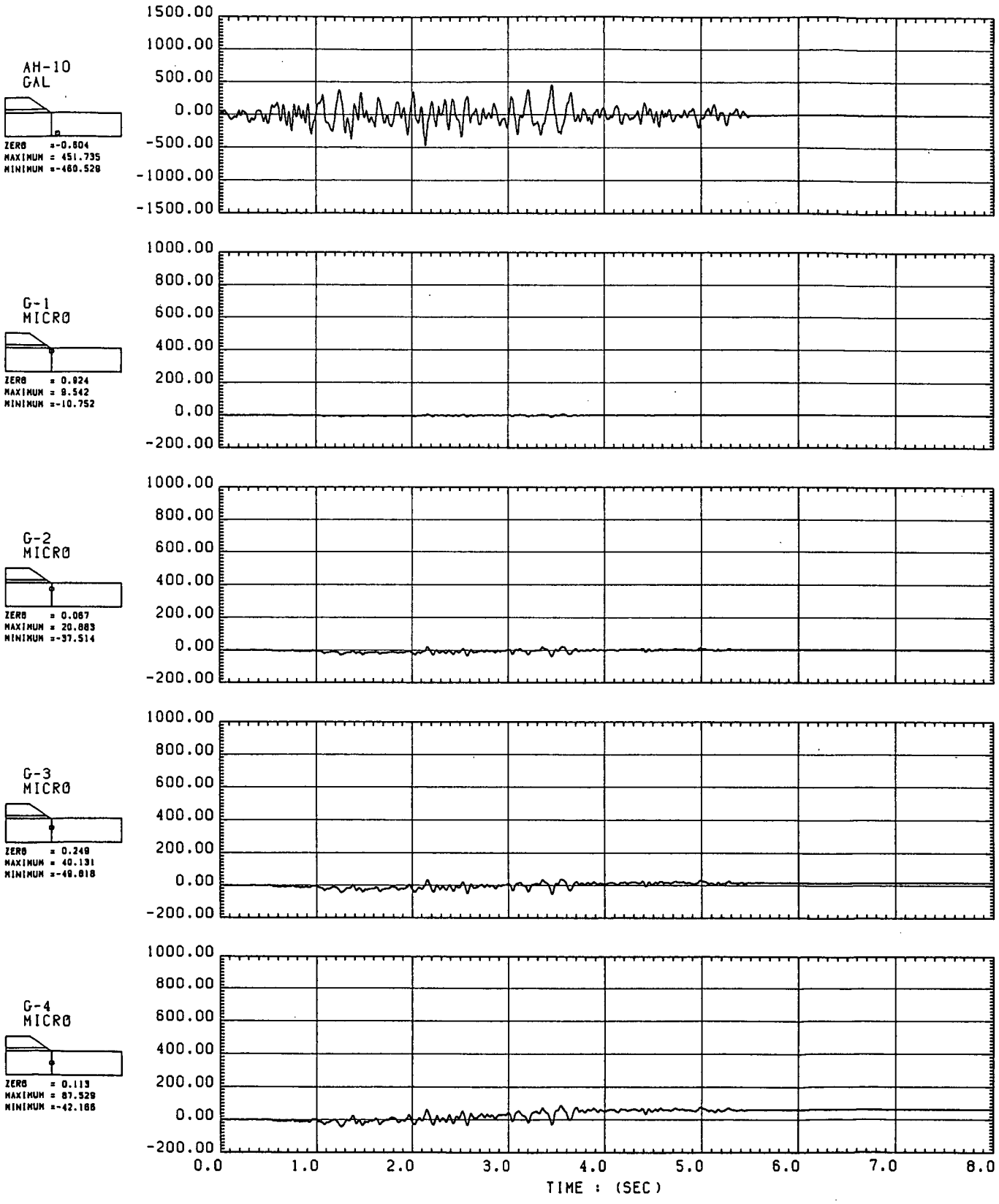
CASE4-2 STEP1 (EQ/5HZ)



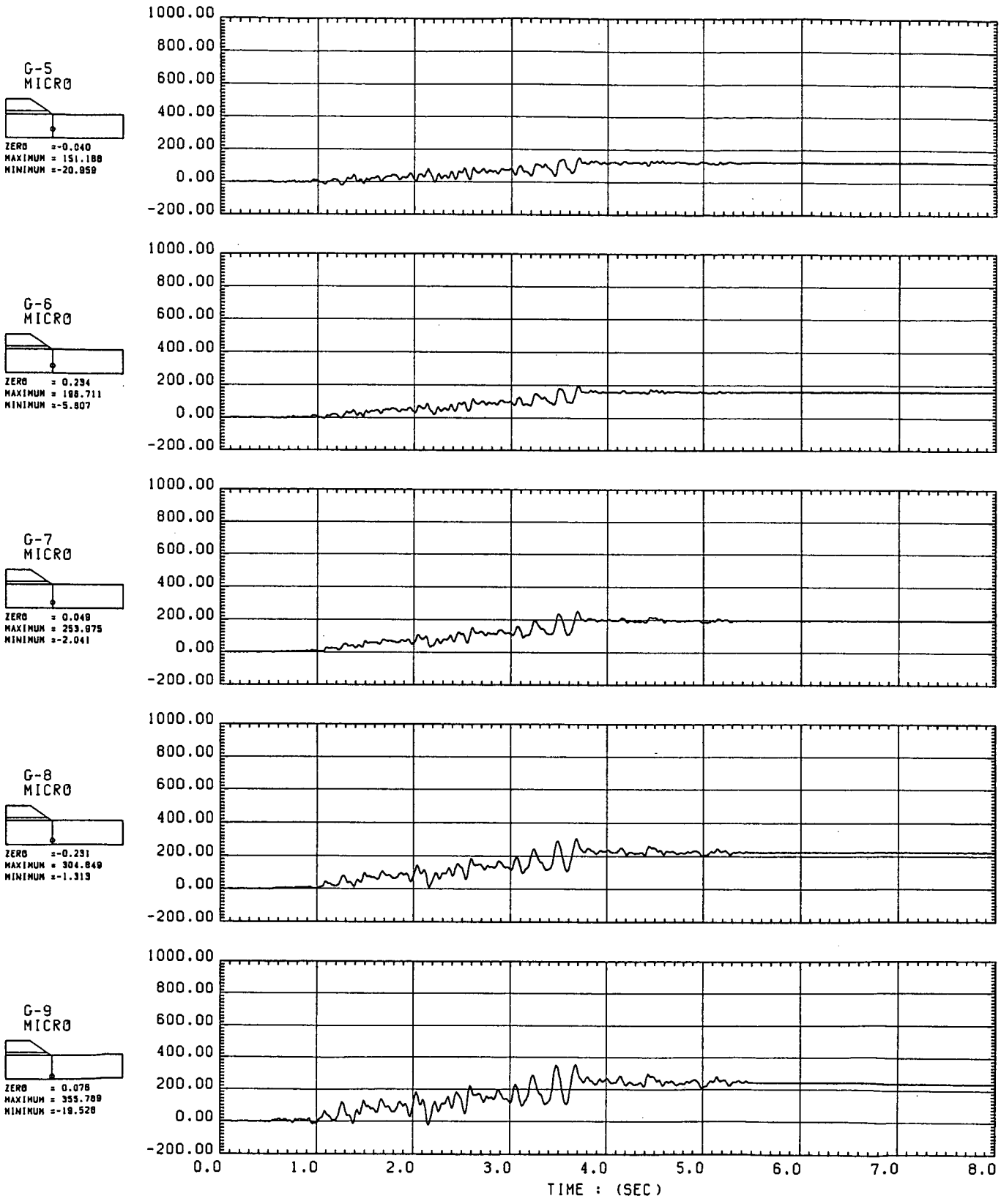
CASE4-2 STEP1 (EQ/5HZ)



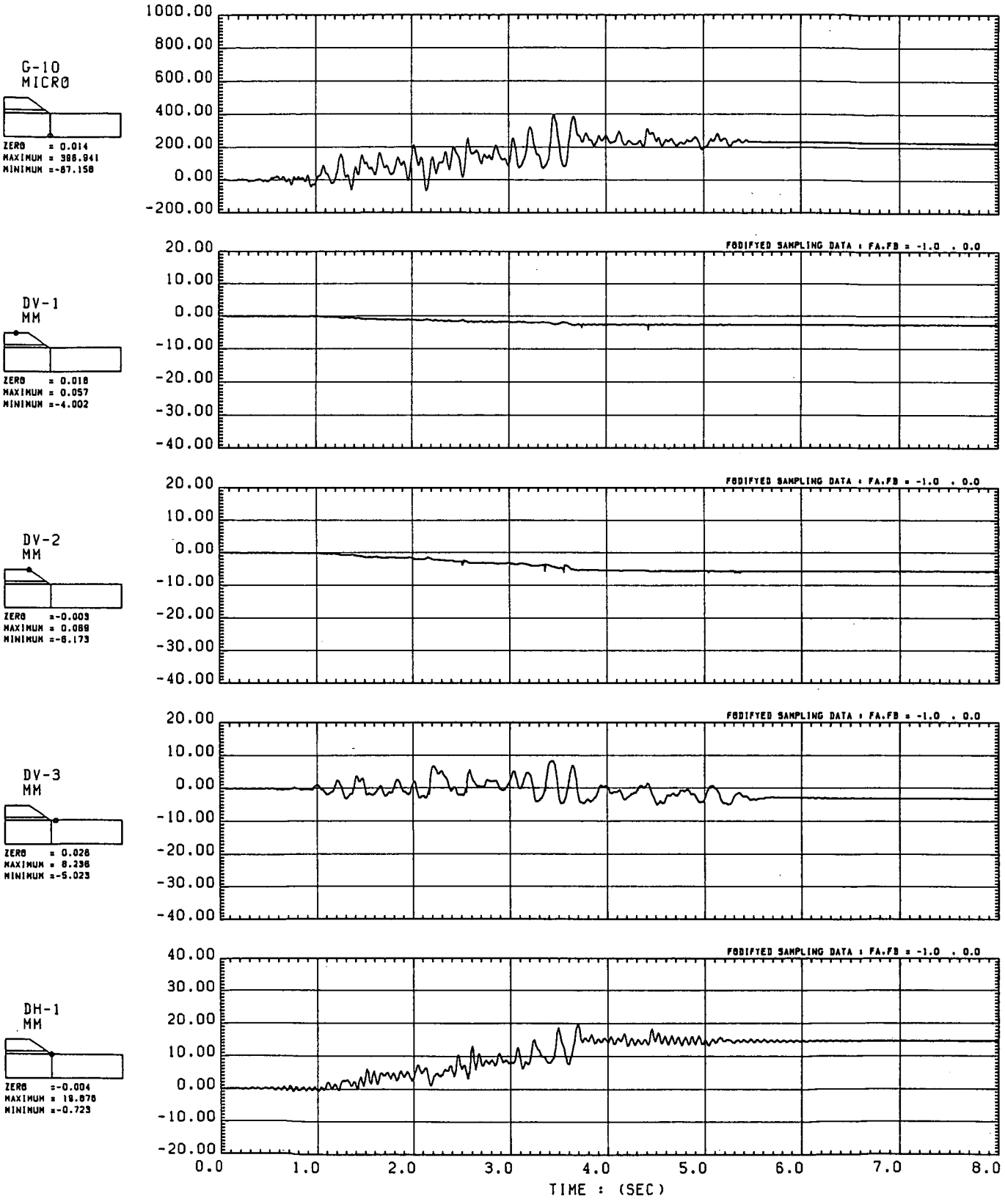
CASE4-2 STEP1 (EQ/5HZ)



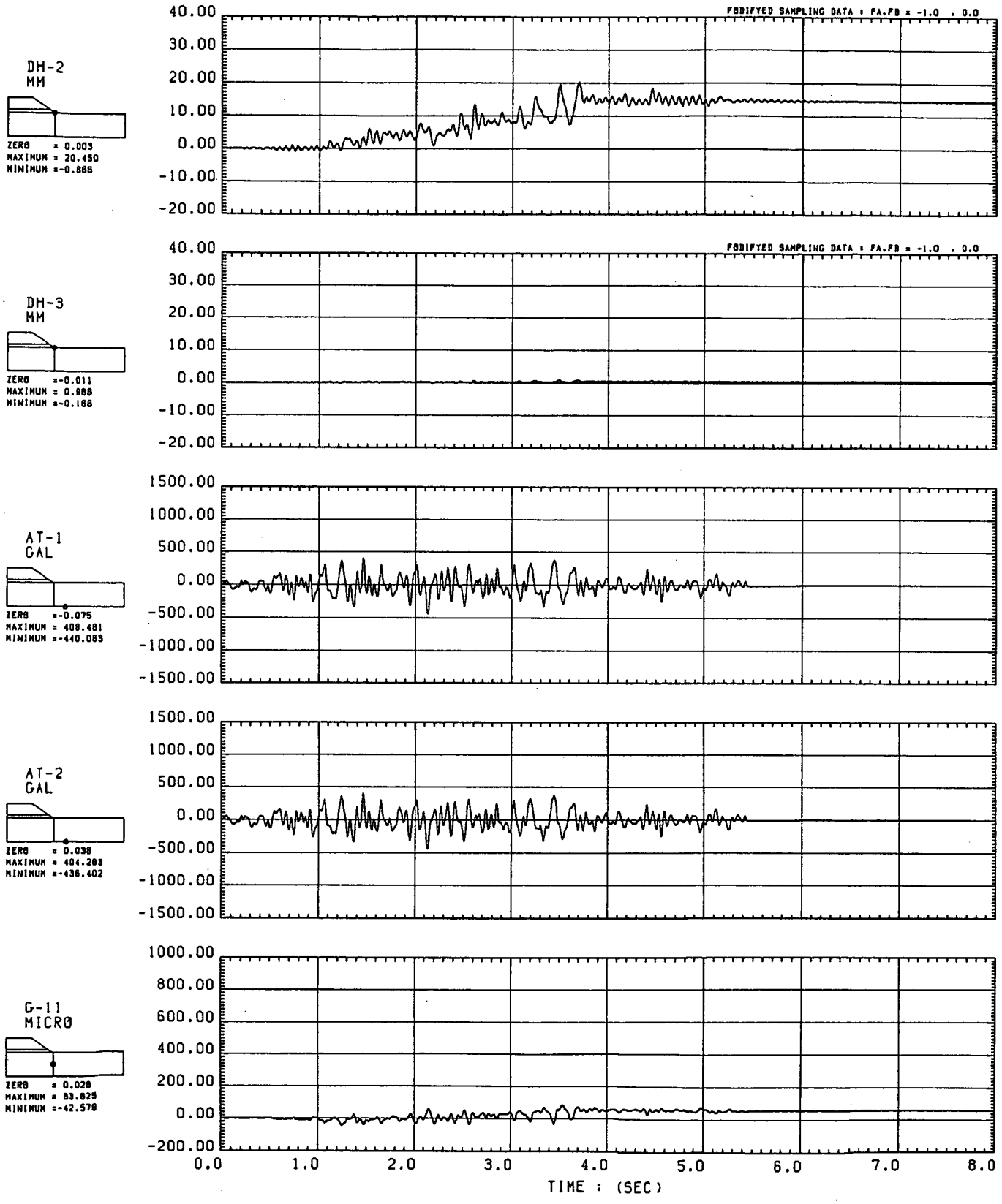
CASE4-2 STEP1 (EQ/5HZ)



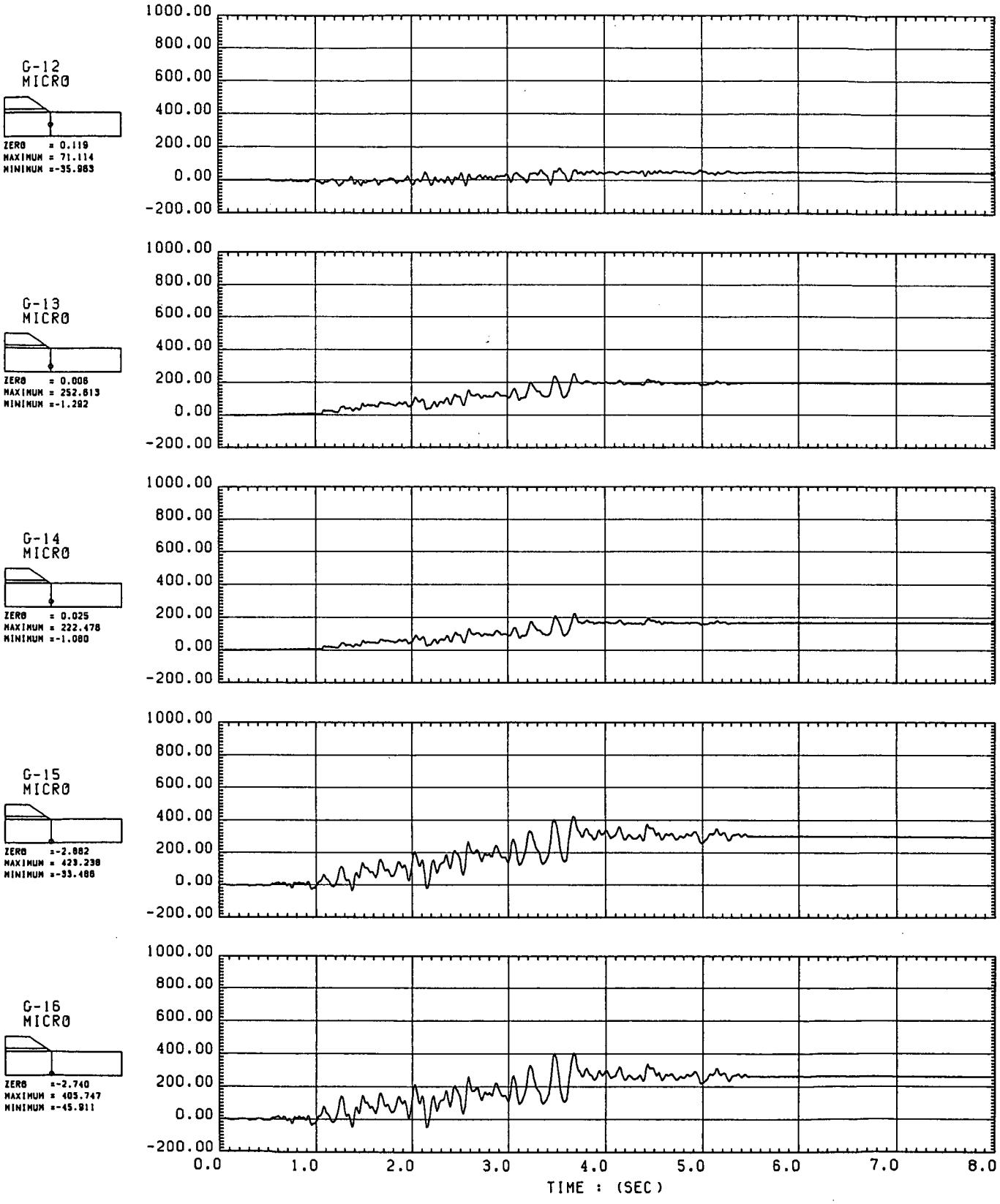
CASE4-2 STEP1 (EQ/5HZ)



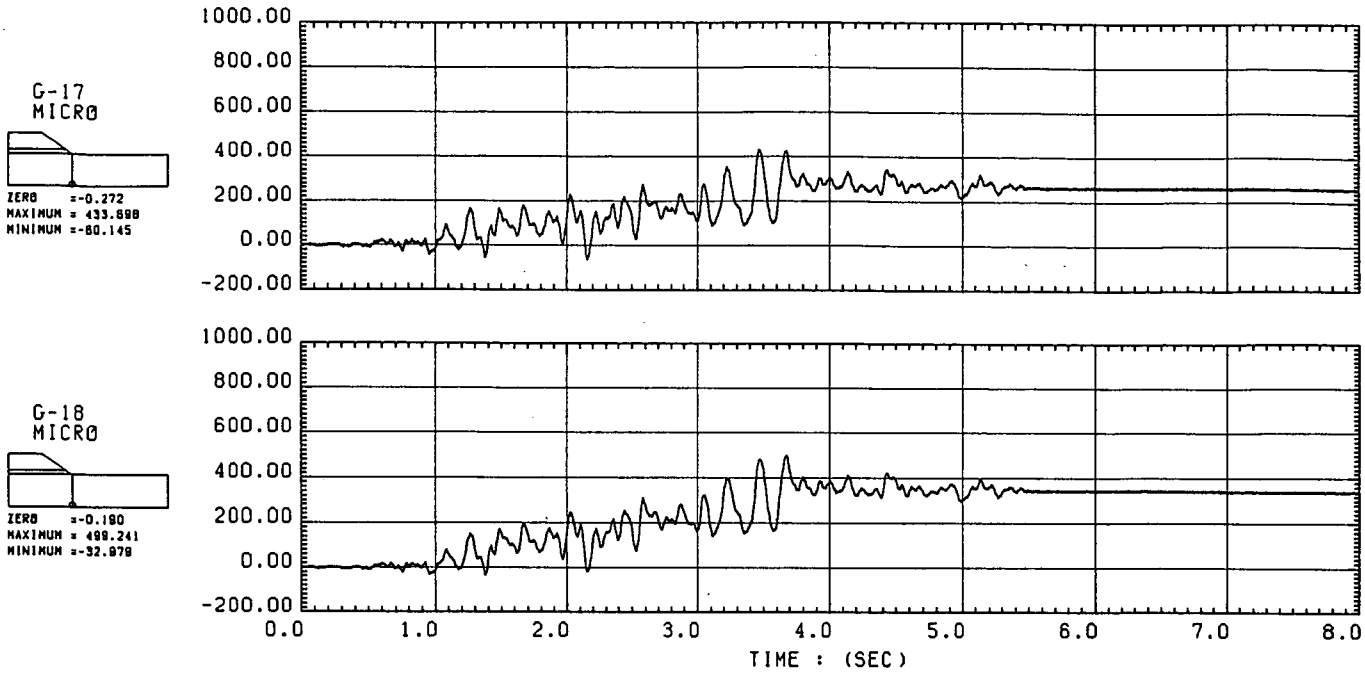
CASE4-2 STEP1 (EQ/5HZ)



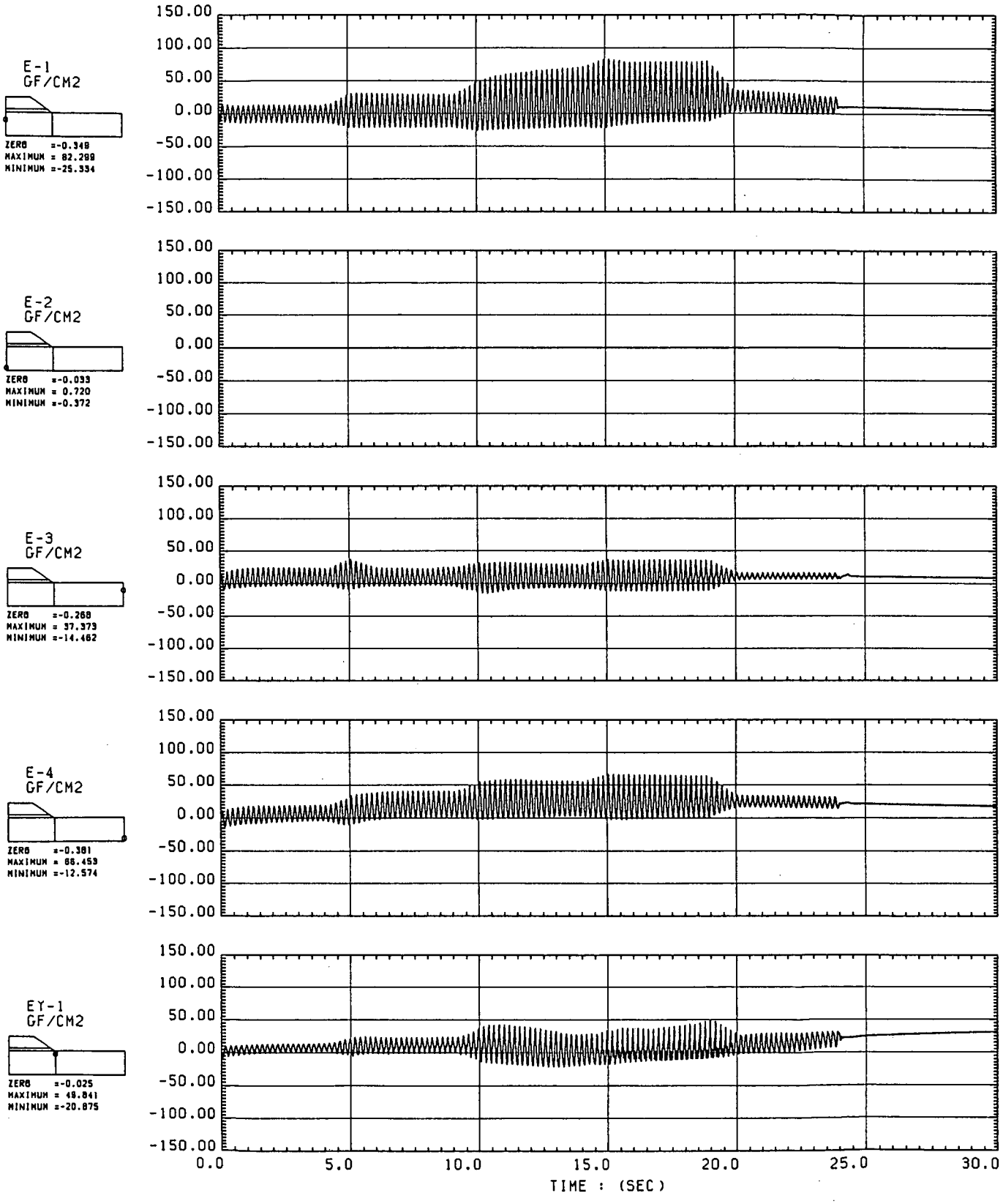
CASE4-2 STEP1 (EQ/5HZ)



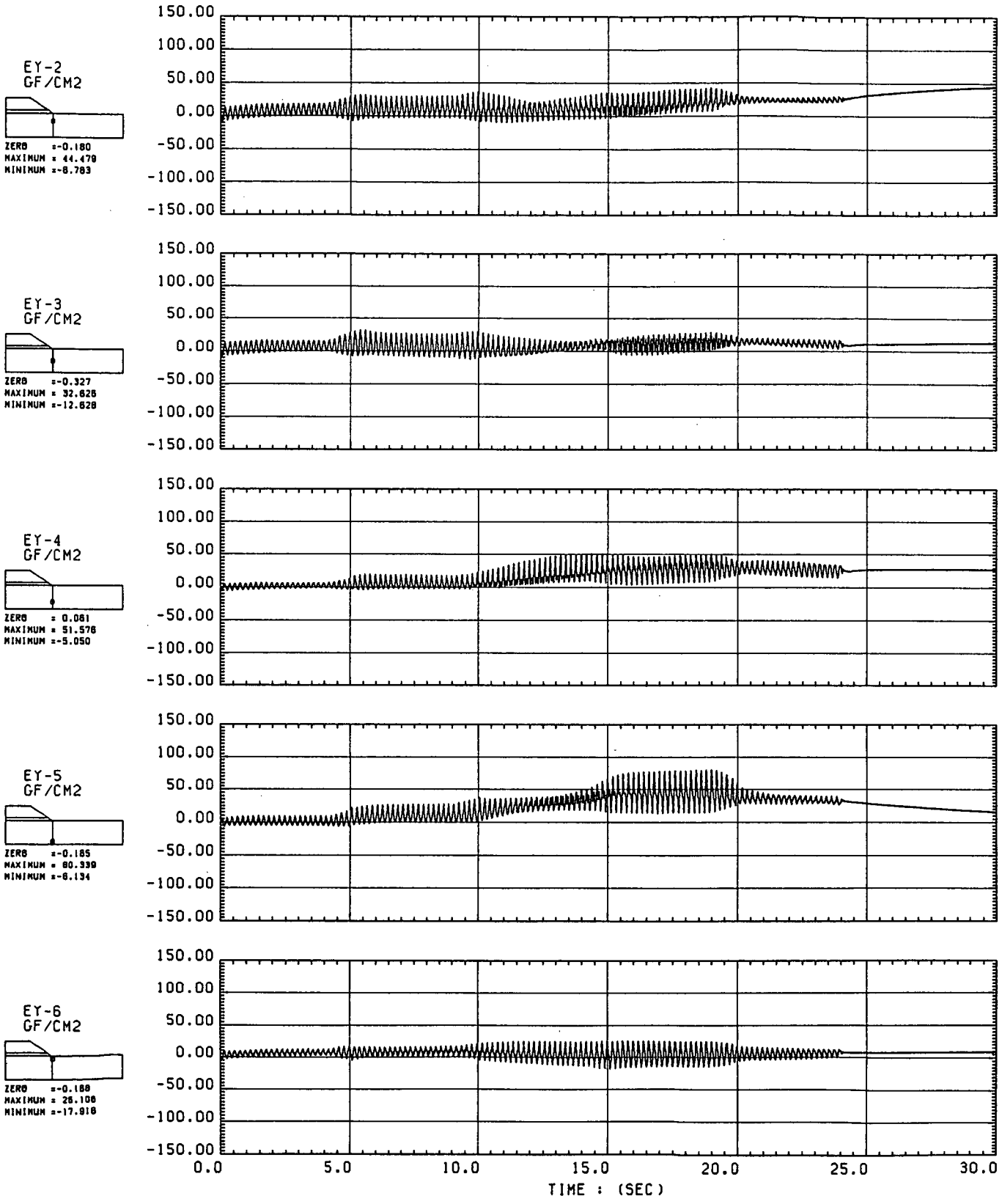
CASE4-2 STEP1 (EQ/5HZ)



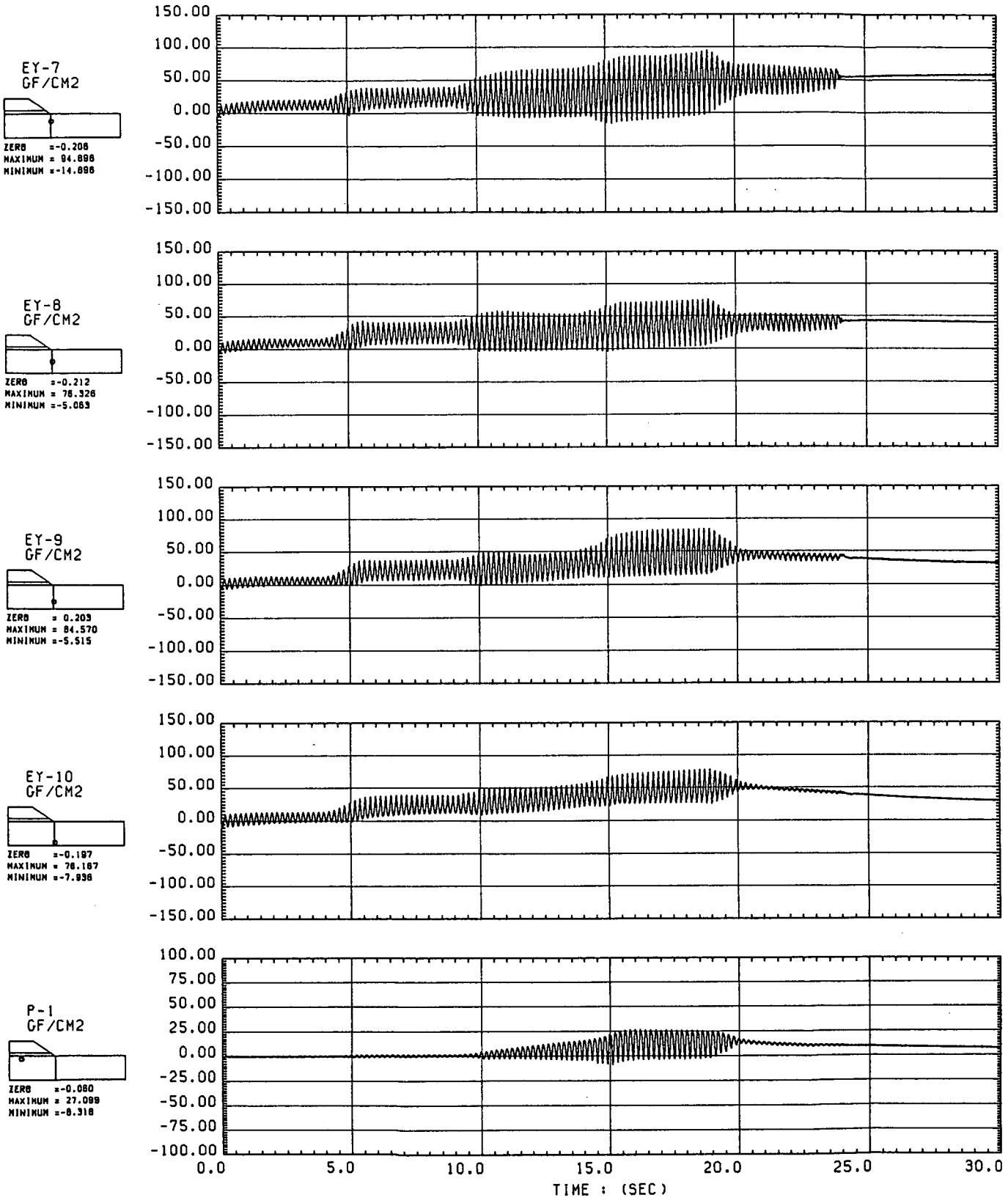
CASE4-1 STEP2 (300GAL/5HZ)



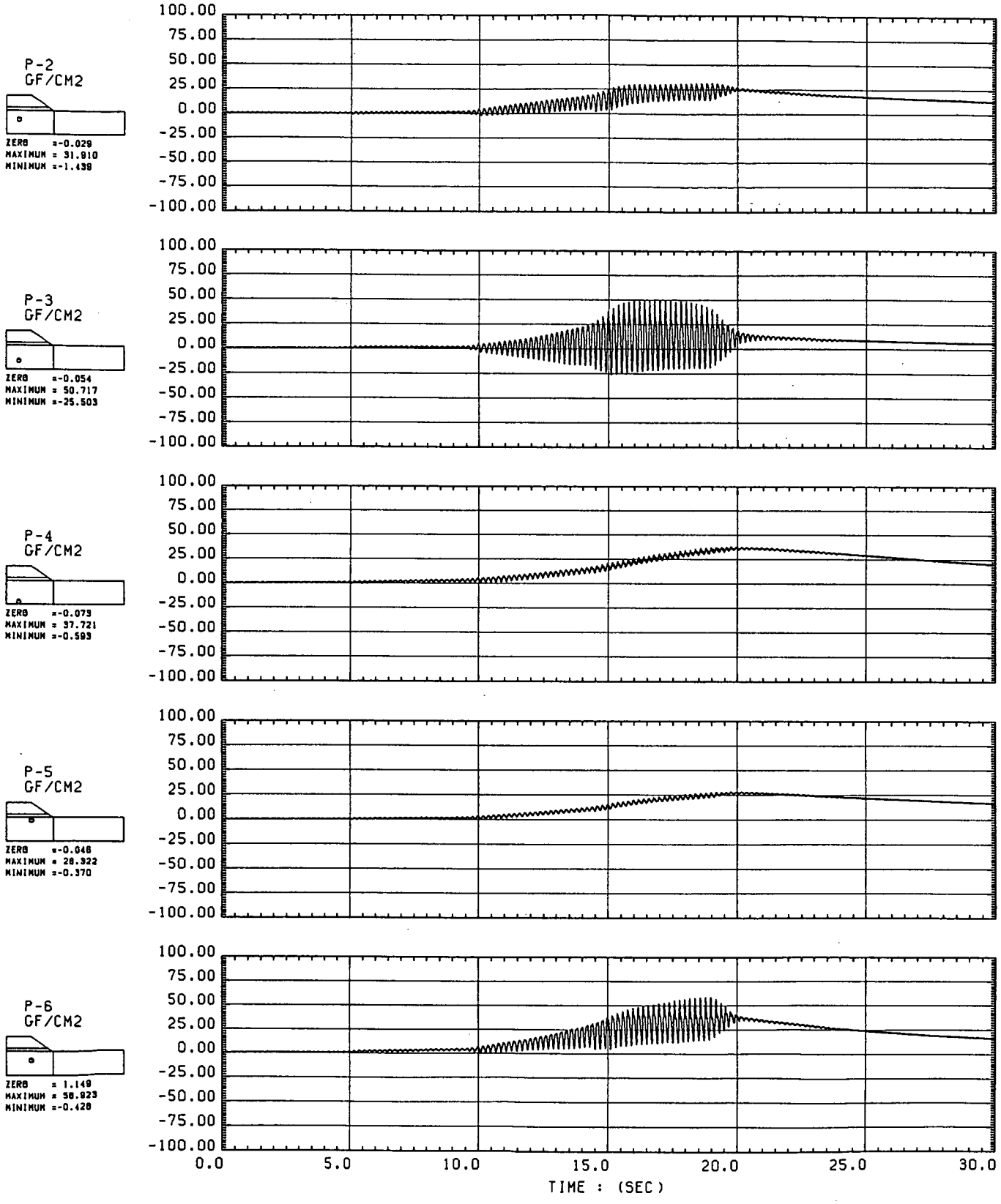
CASE4-1 STEP2 (300GAL/5HZ)



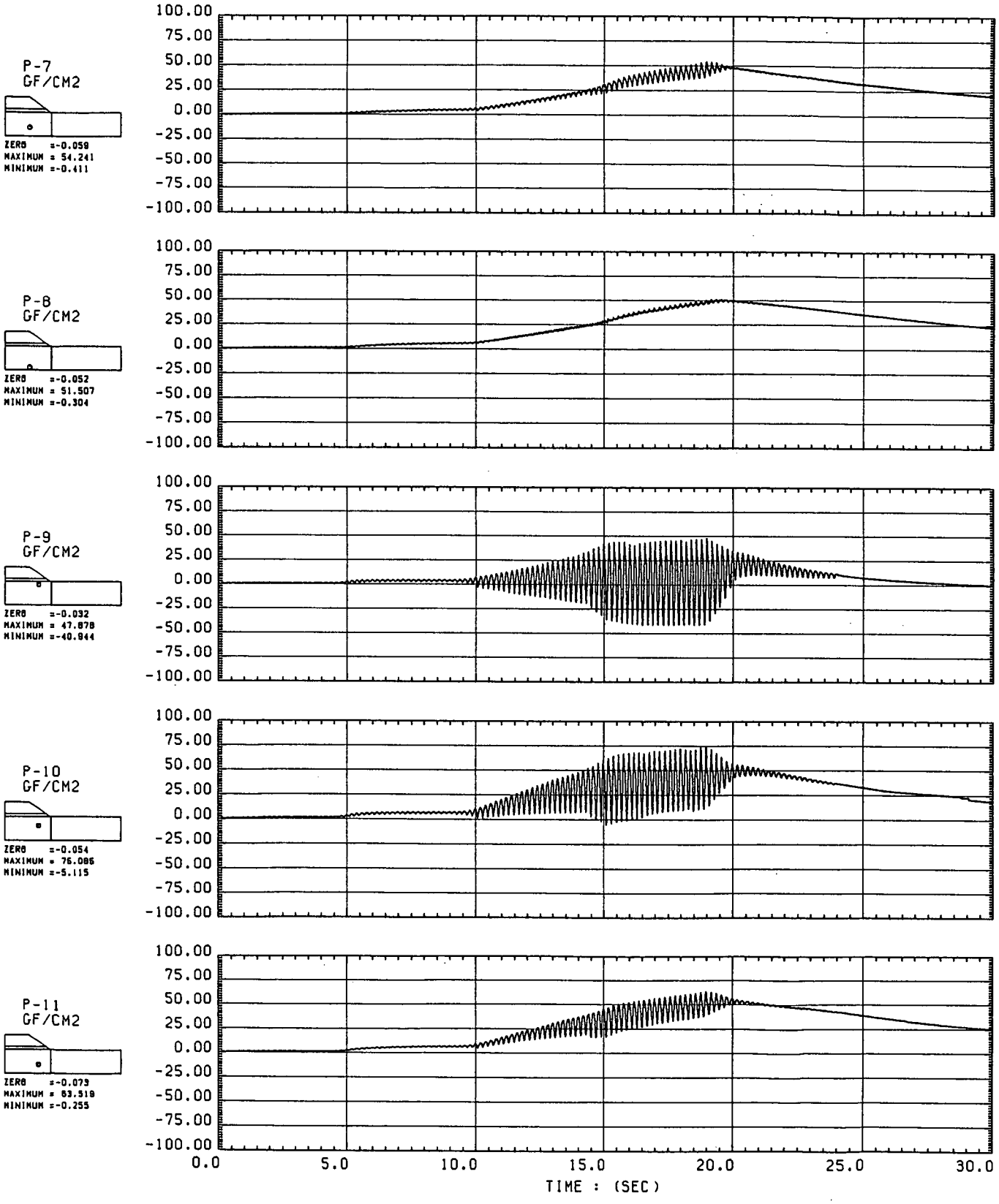
CASE4-1 STEP2 (300GAL/5HZ)



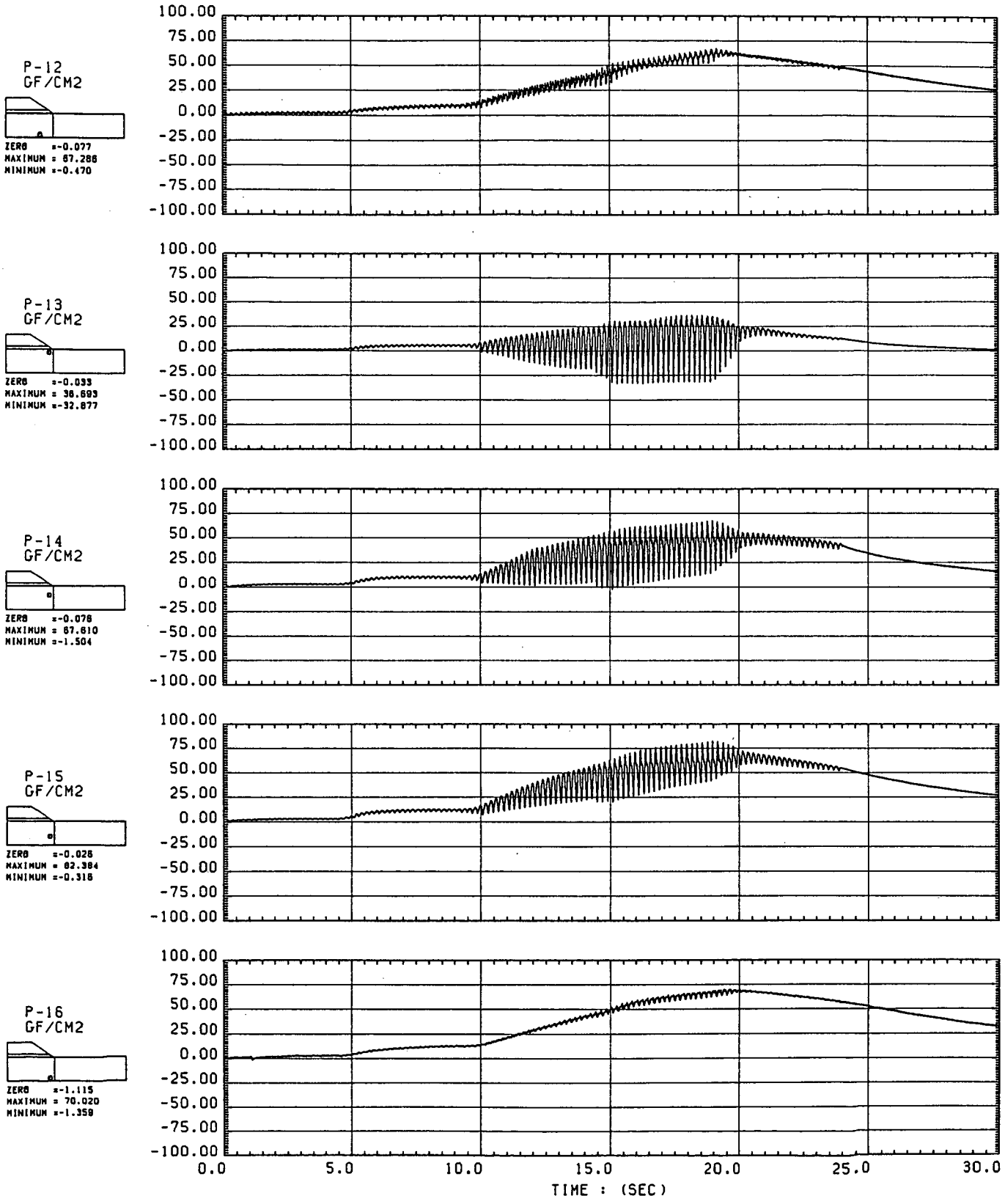
CASE4-1 STEP2 (300GAL/5HZ)



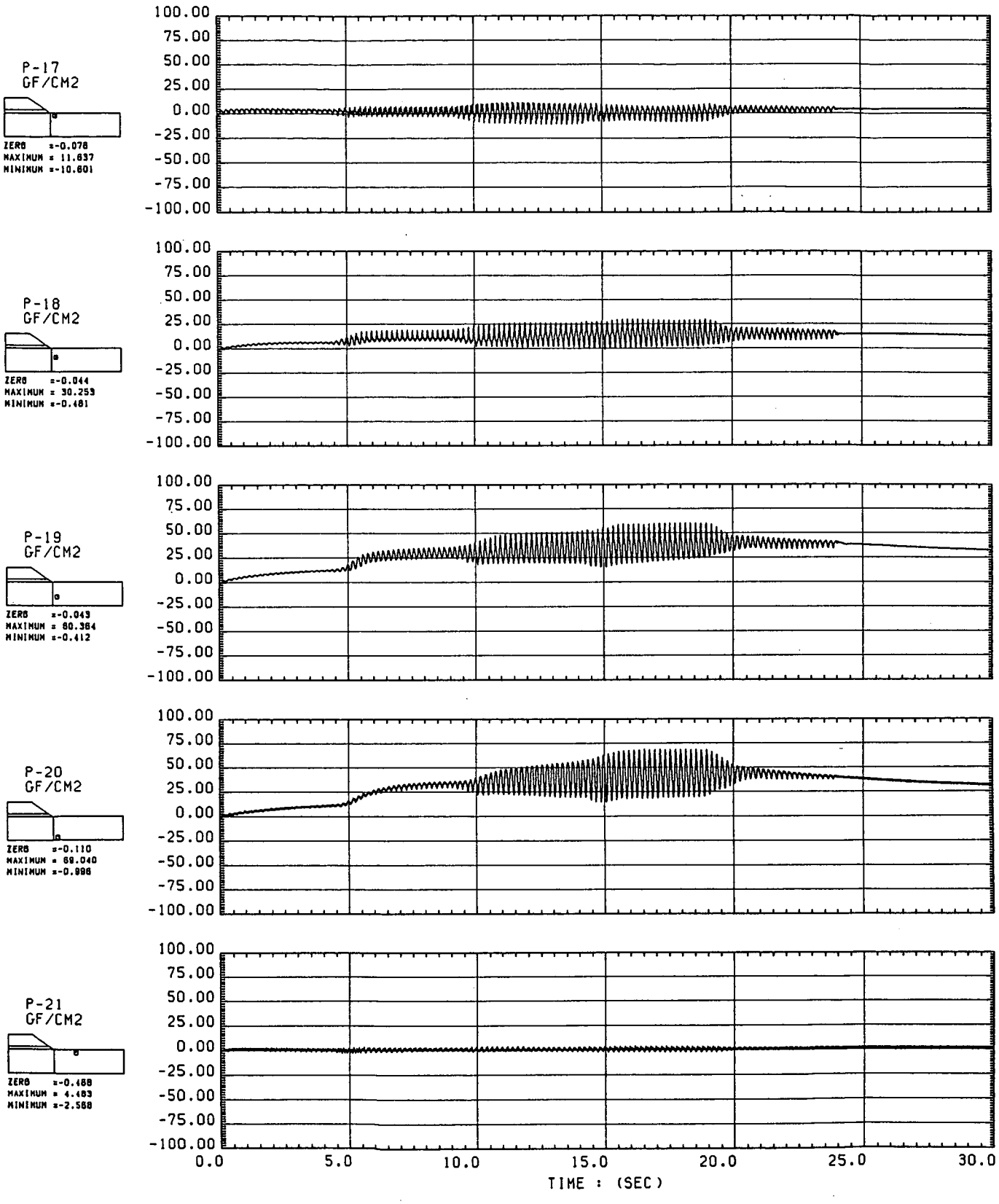
CASE4-1 STEP2 (300GAL/5HZ)



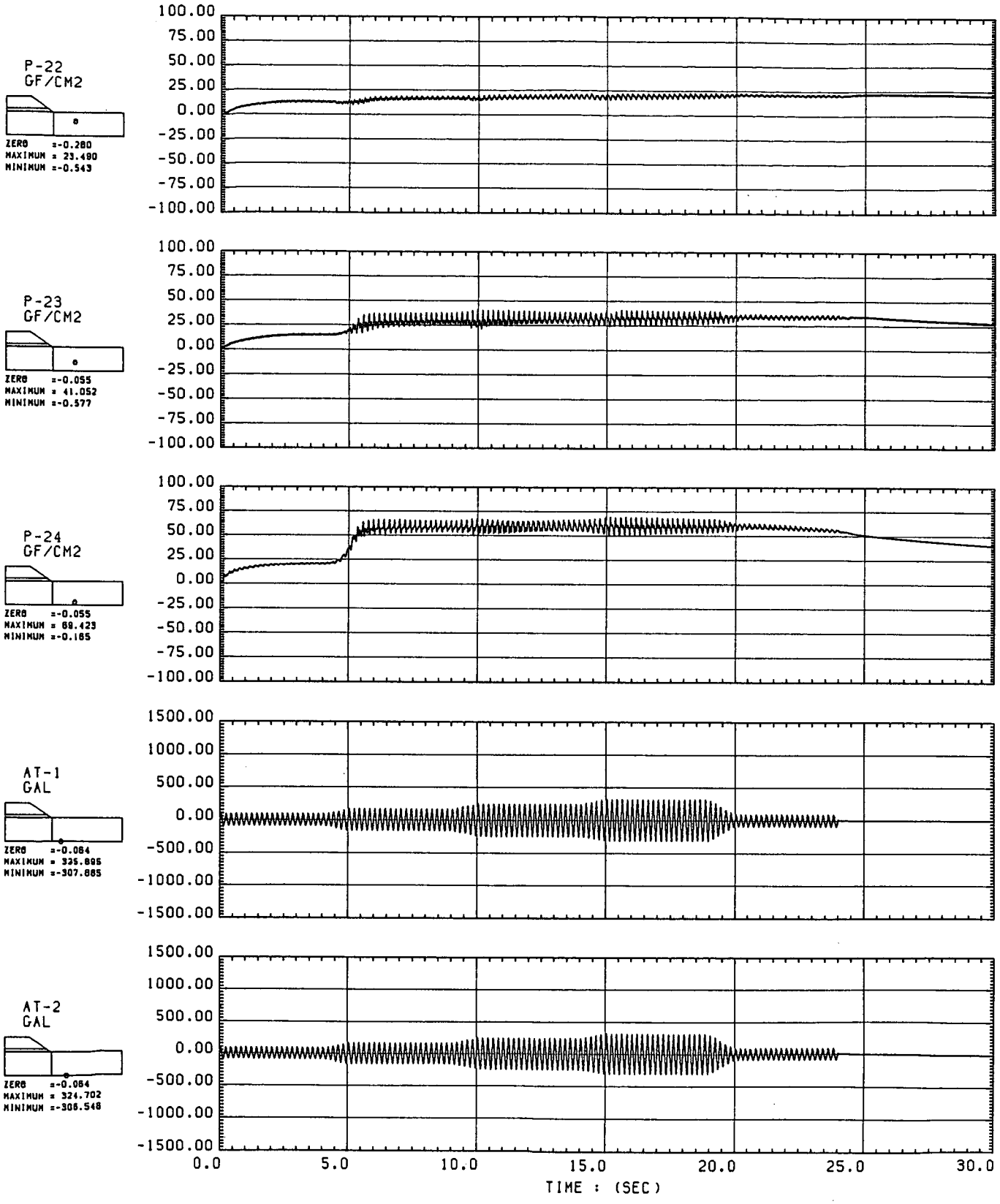
CASE4-1 STEP2 (300GAL/5HZ)



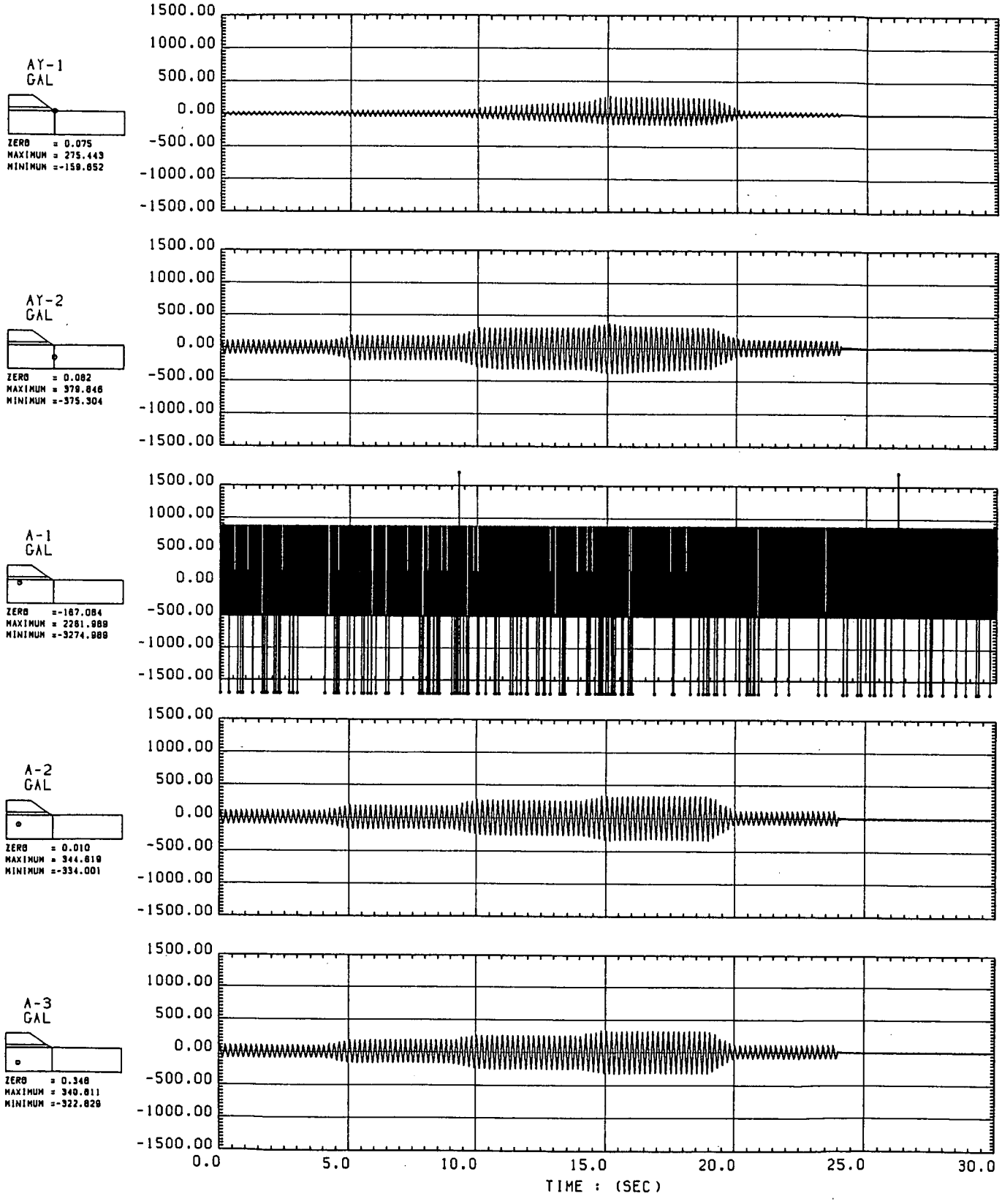
CASE4-1 STEP2 (300GAL/5HZ)



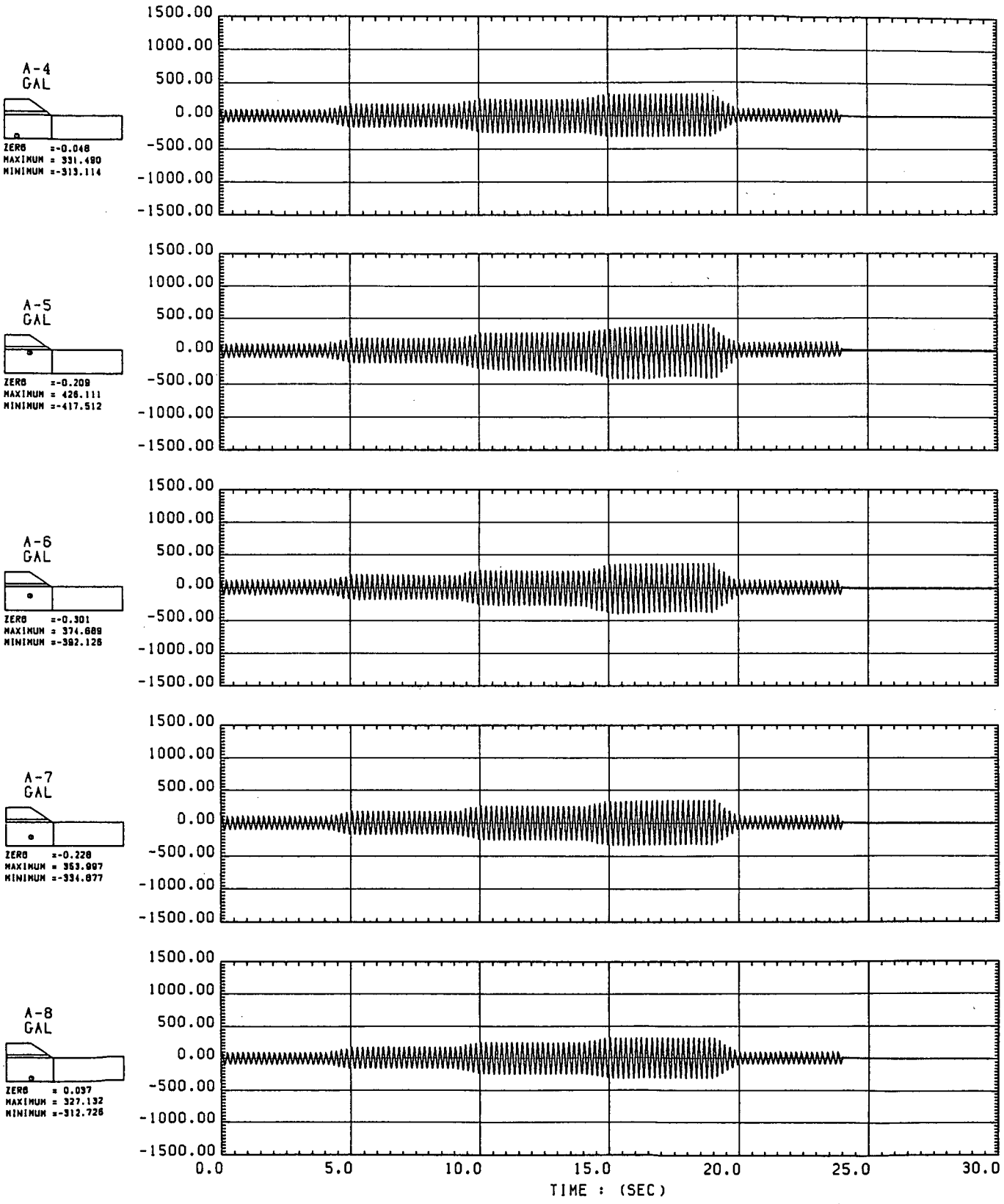
CASE4-1 STEP2 (300GAL/5HZ)



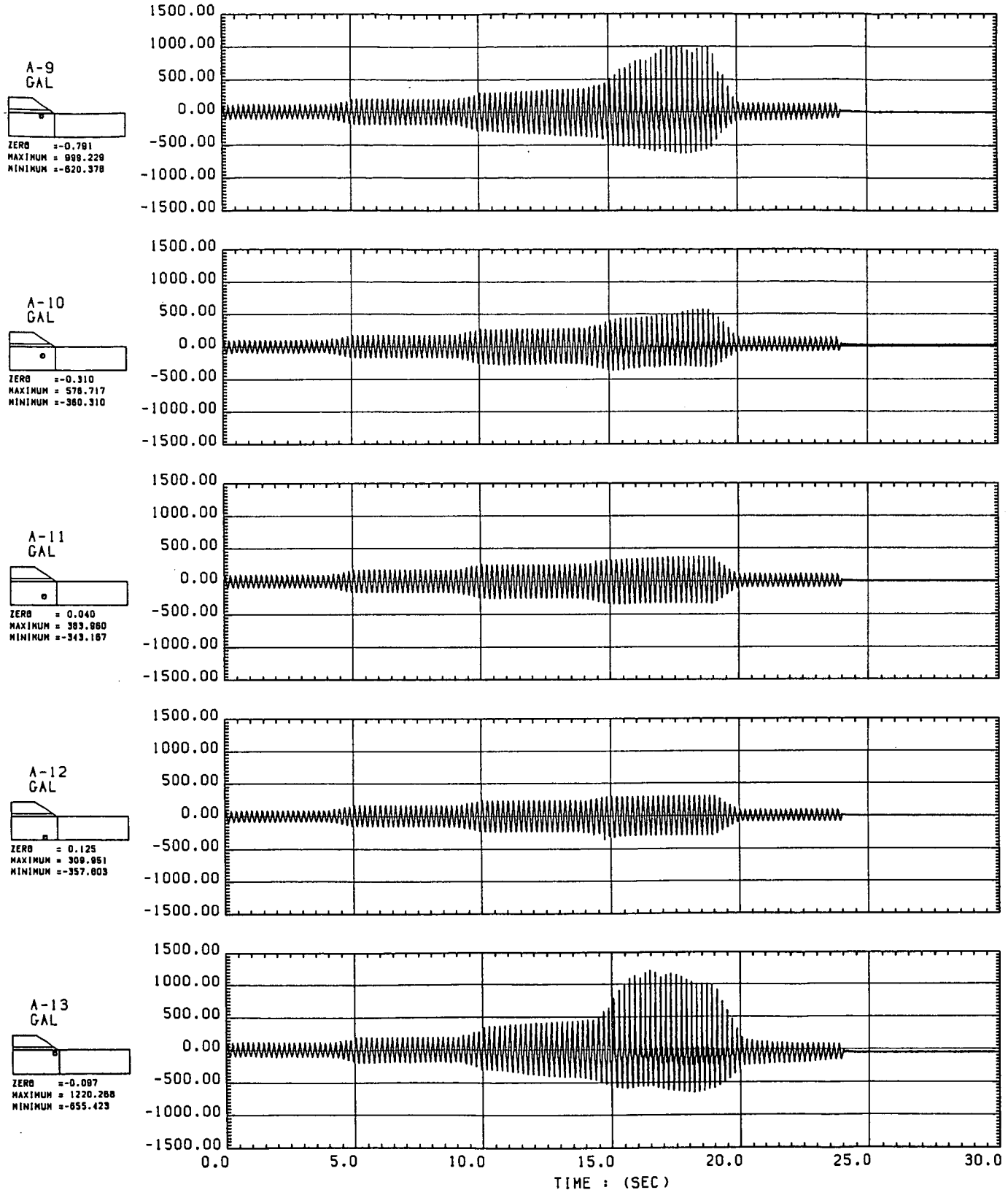
CASE4-1 STEP2 (300GAL/5HZ)



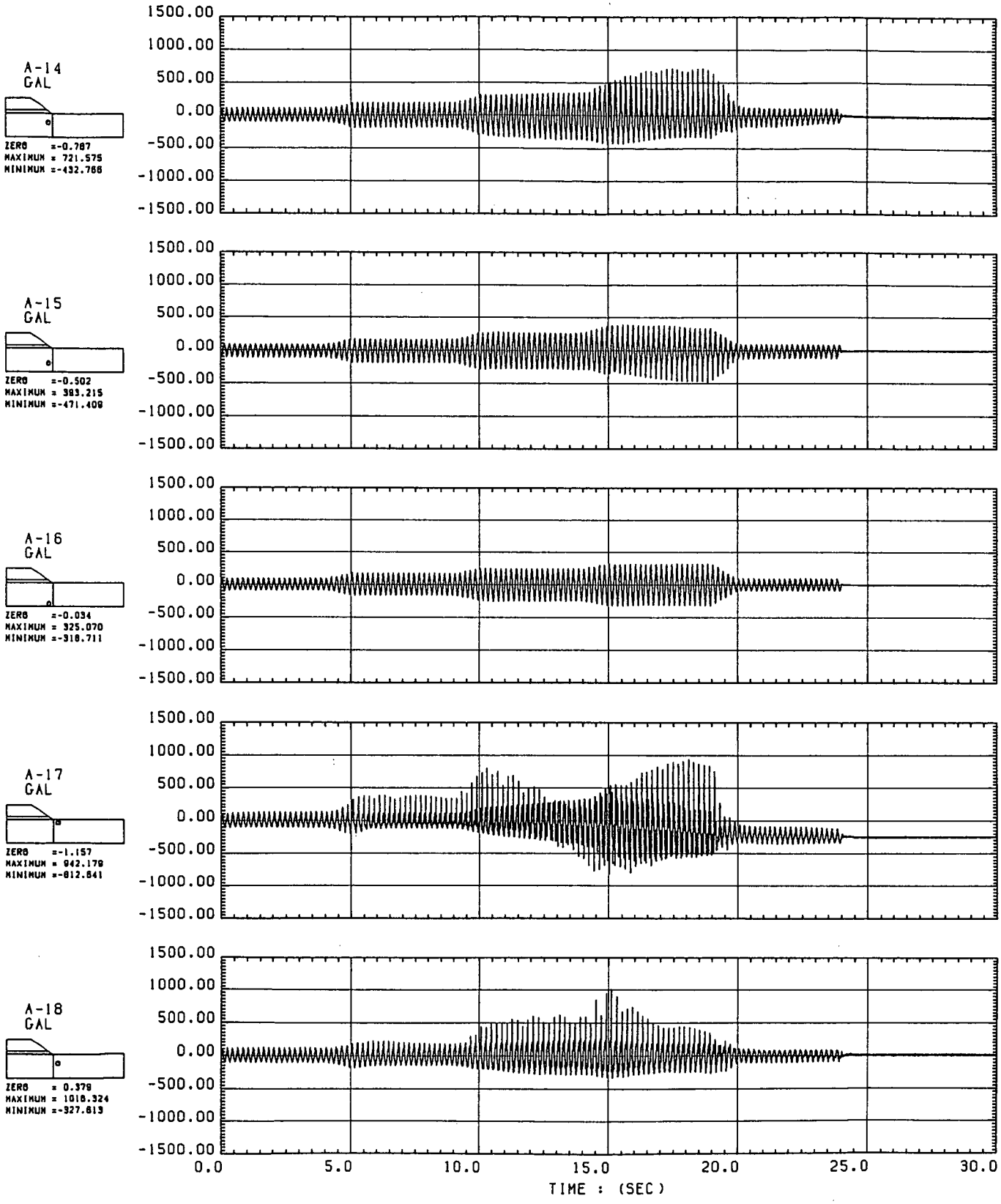
CASE4-1 STEP2 (300GAL/5HZ)



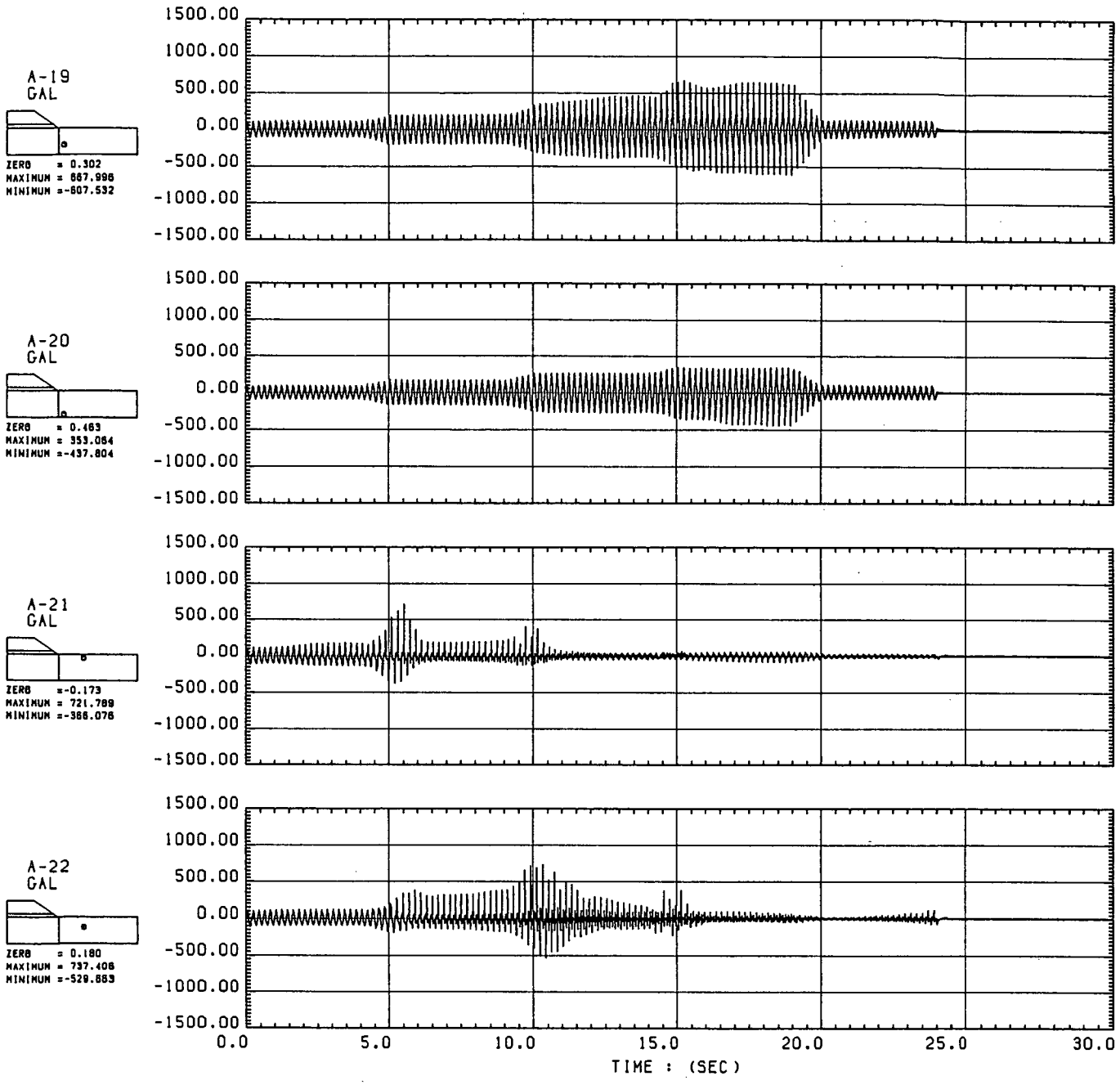
CASE4-1 STEP2 (300GAL/5HZ)



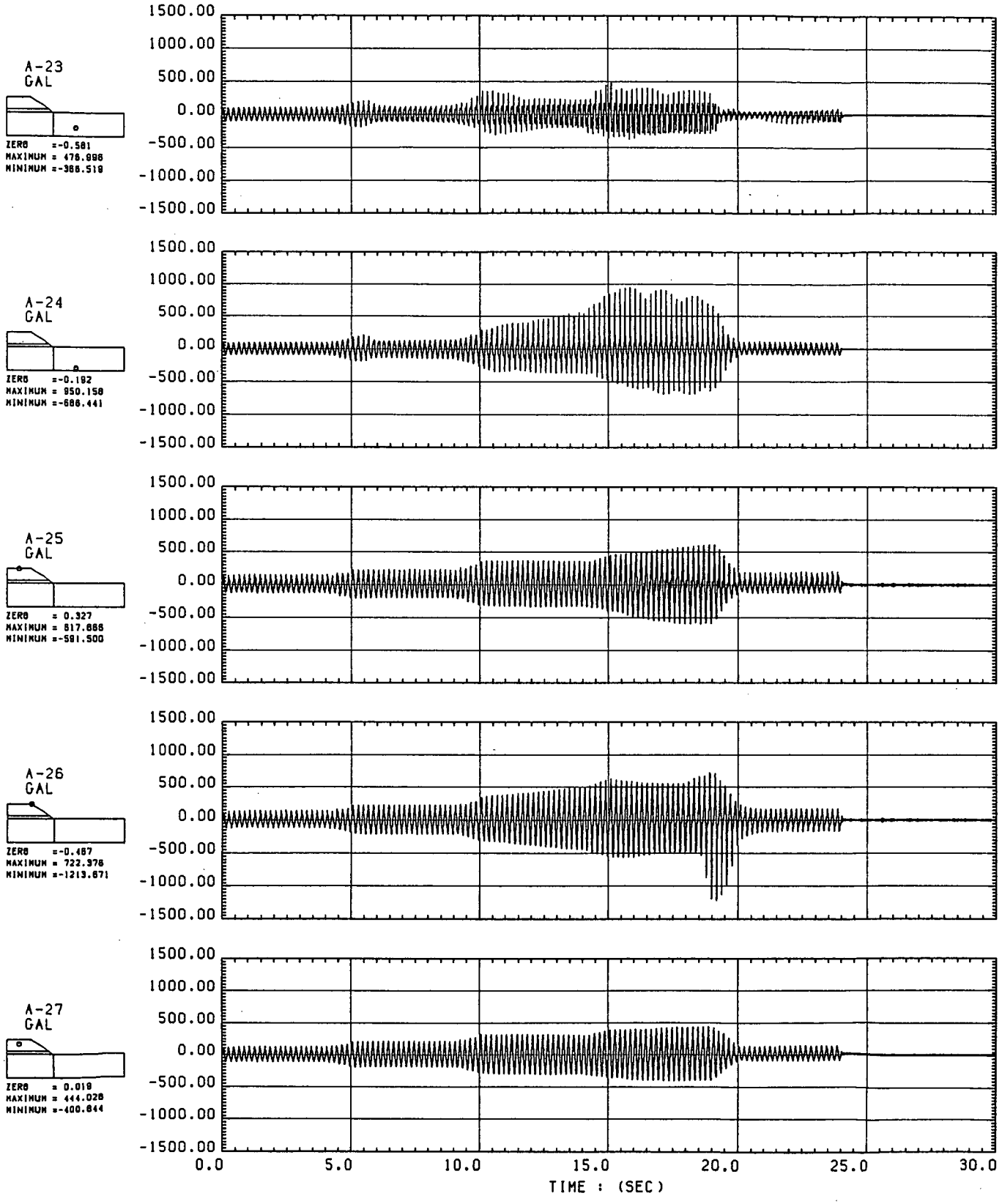
CASE4-1 STEP2 (300GAL/5HZ)



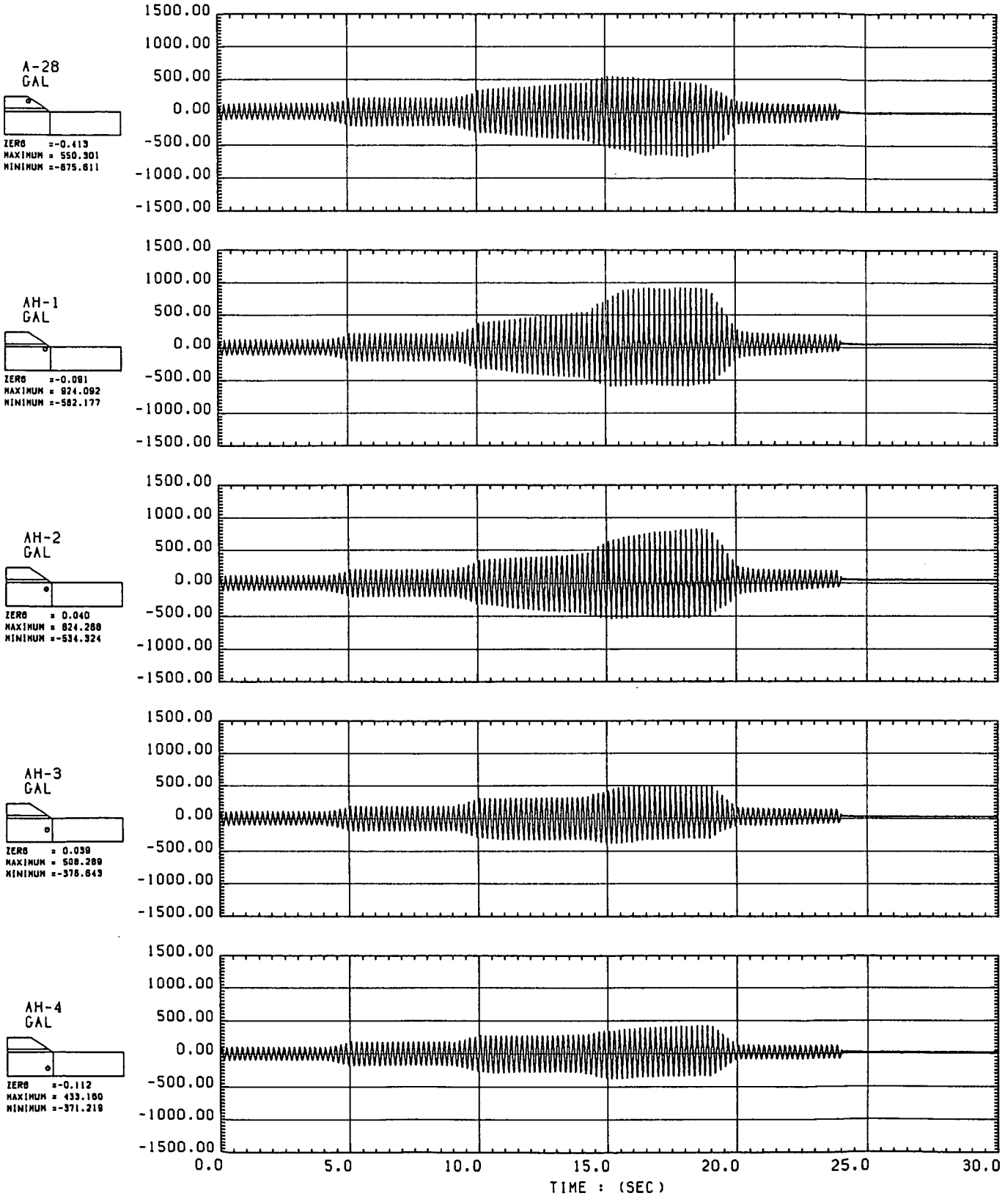
CASE4-1 STEP2 (300GAL/5HZ)



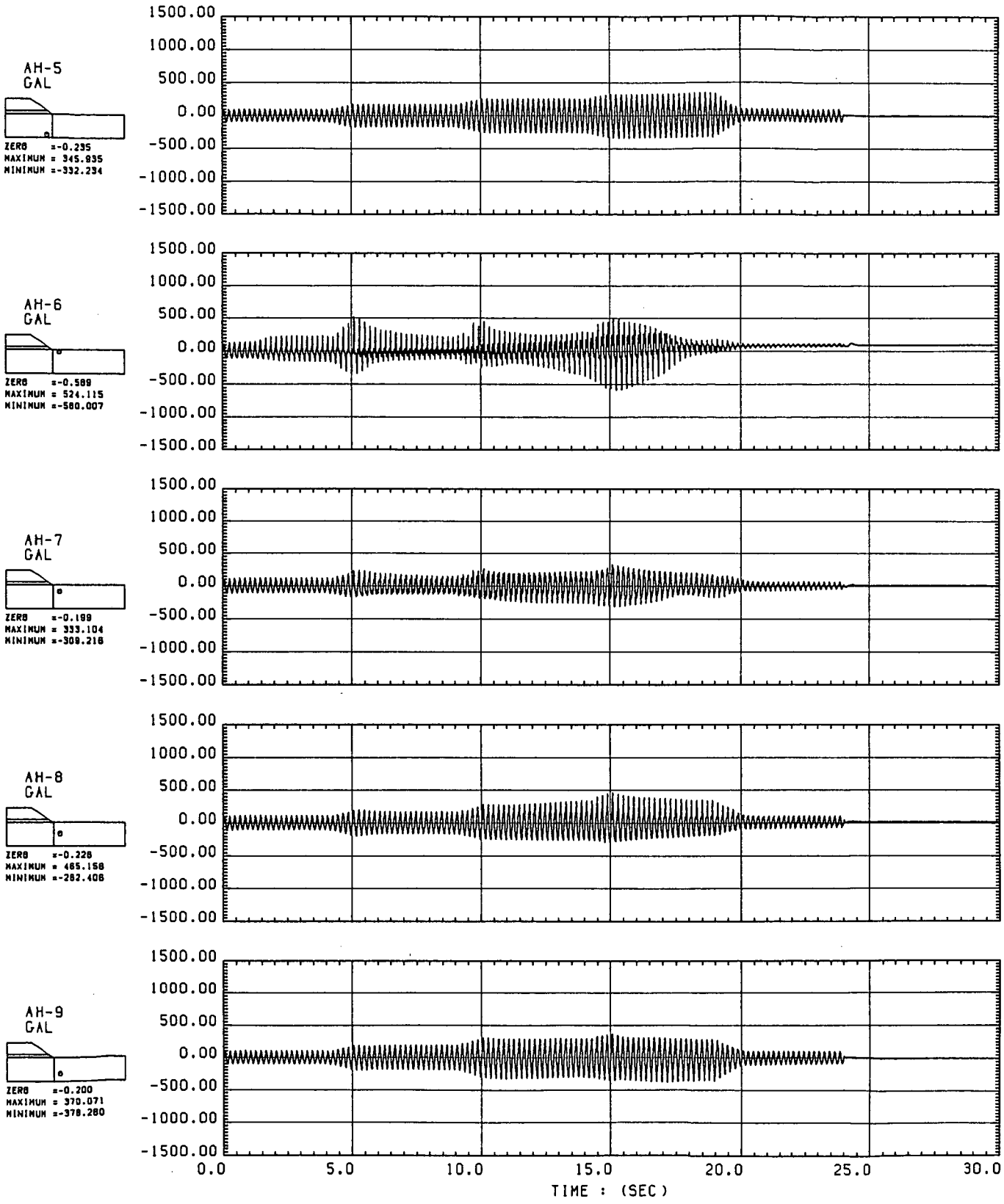
CASE4-2 STEP2 (300GAL/5HZ)



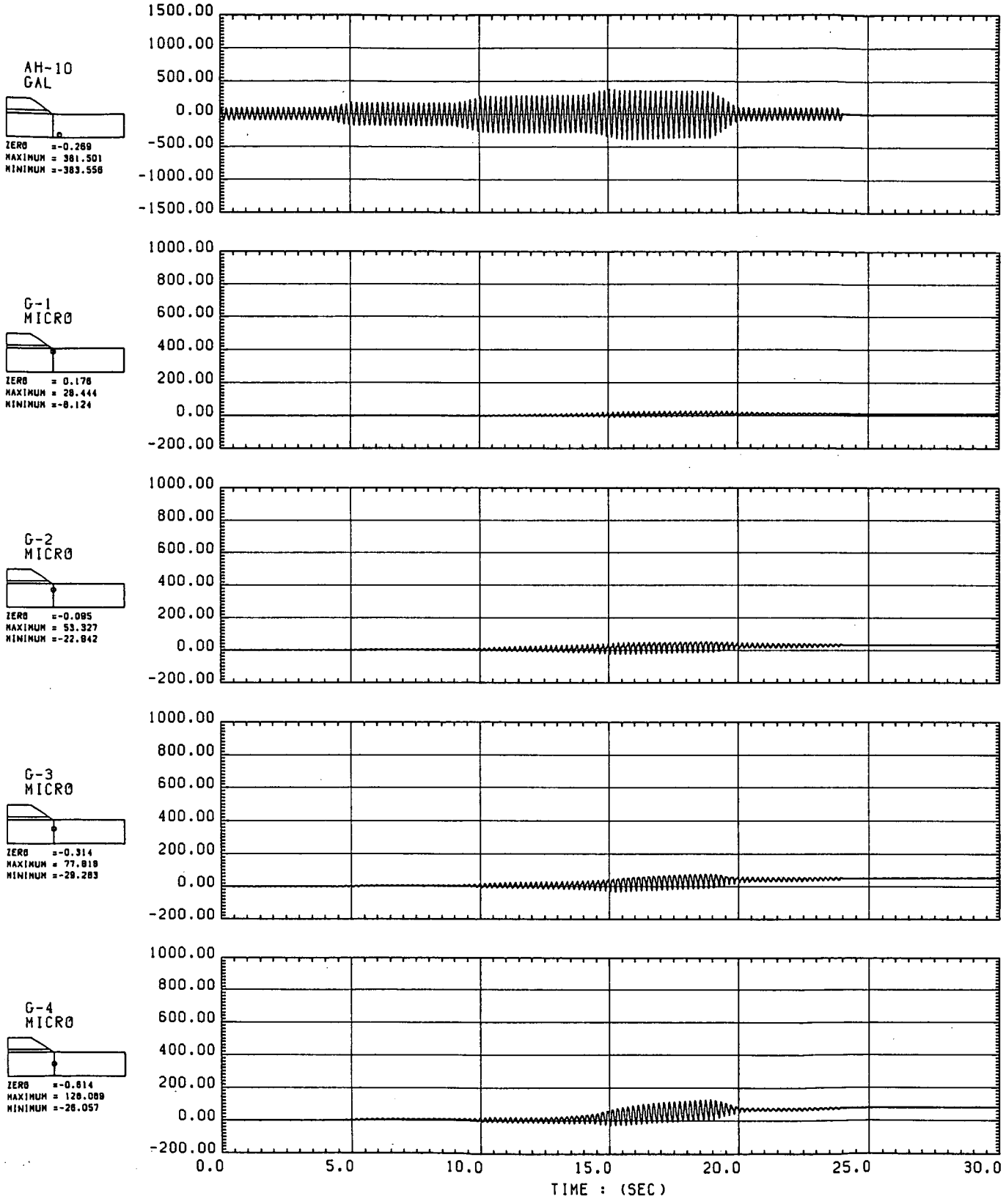
CASE4-2 STEP2 (300GAL/5HZ)



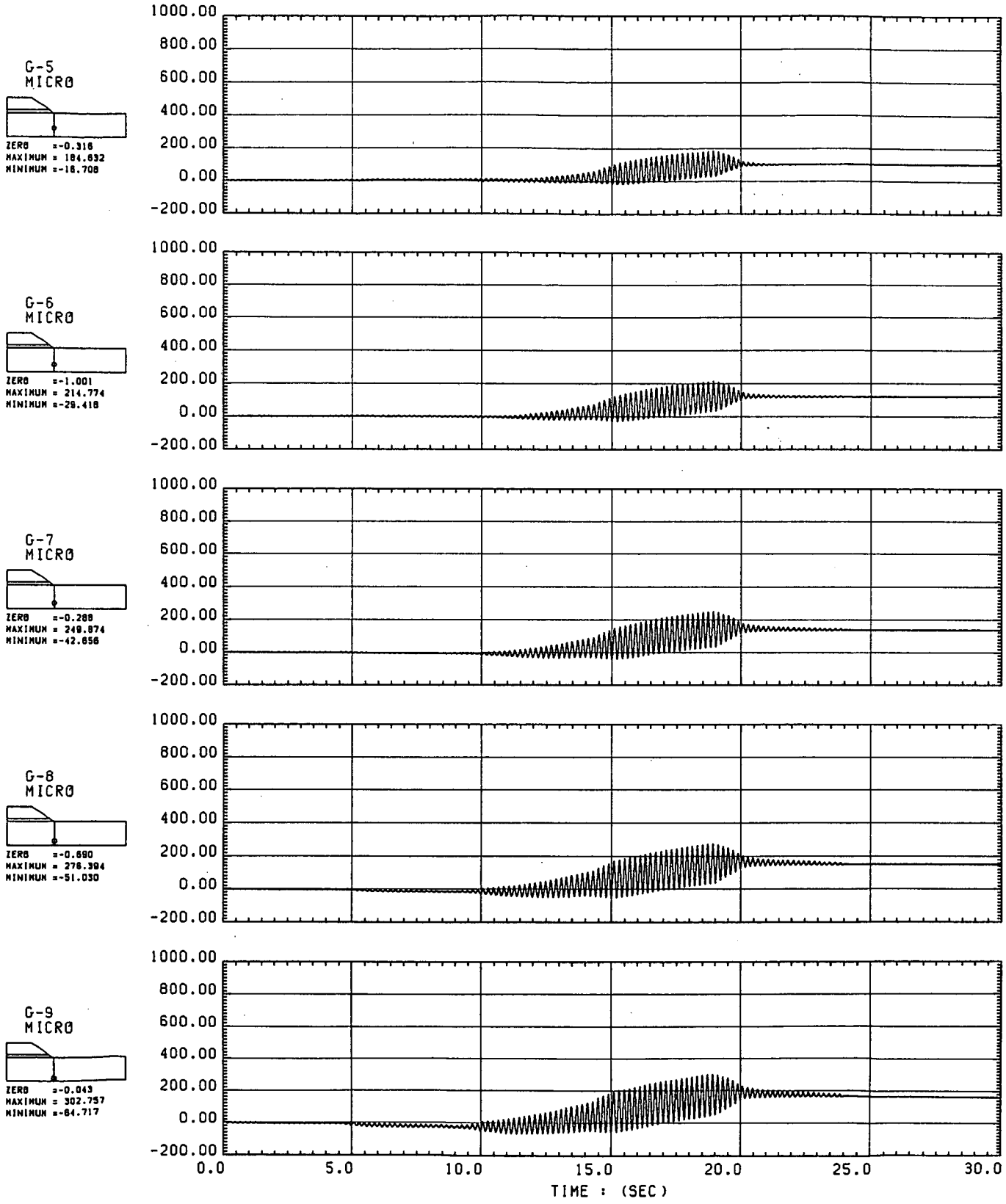
CASE4-2 STEP2 (300GAL/5HZ)



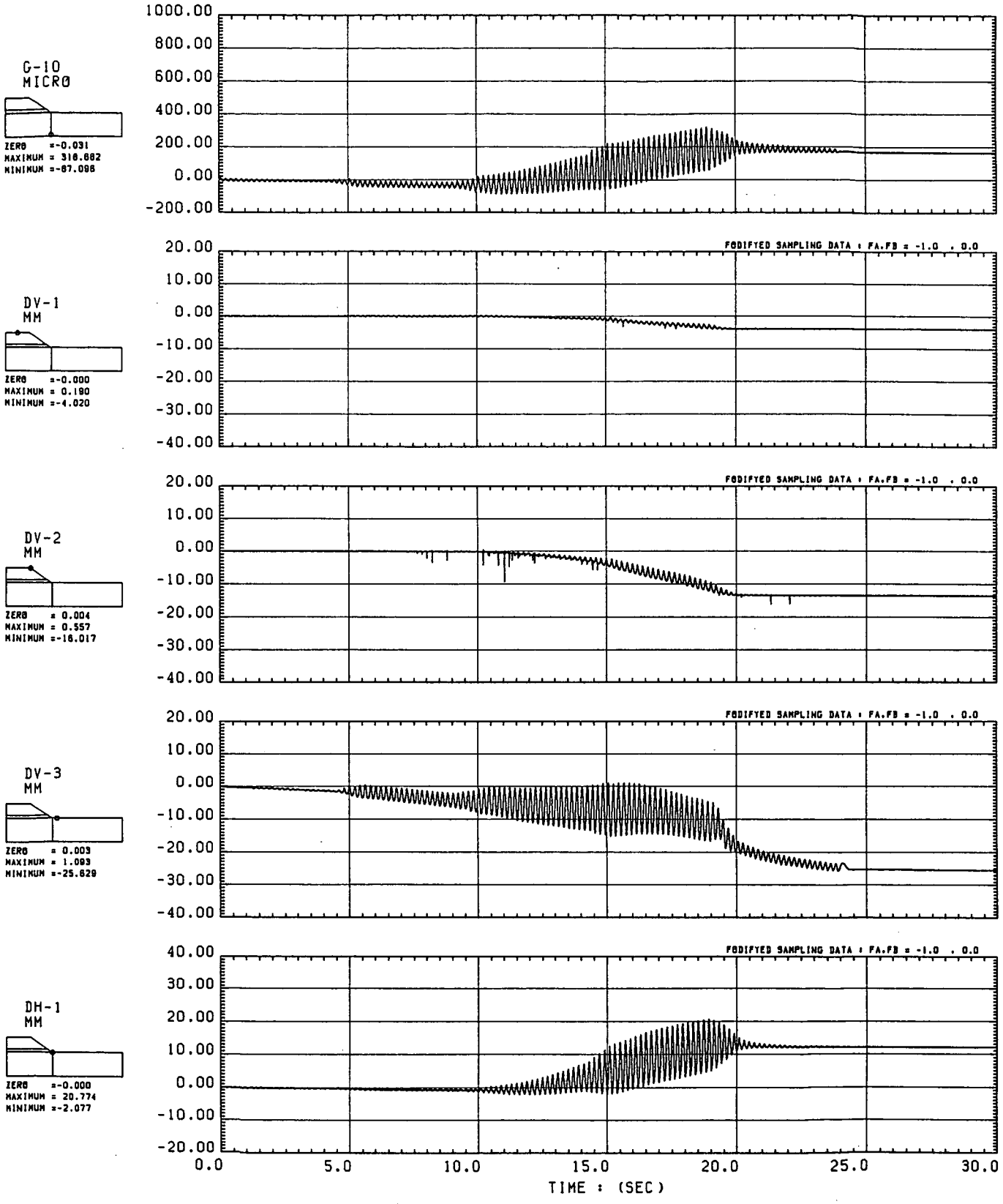
CASE4-2 STEP2 (300GAL/5HZ)



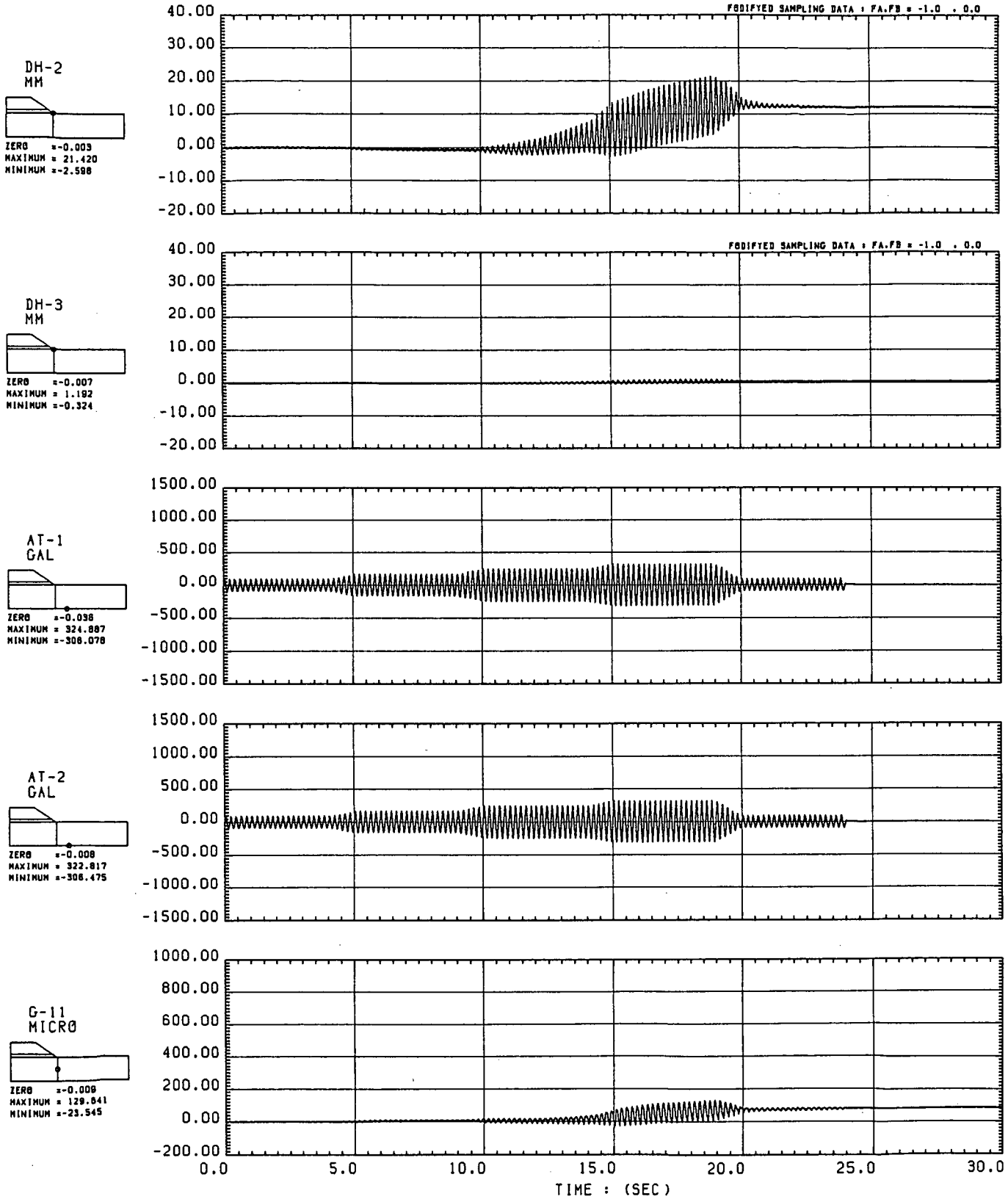
CASE4-2 STEP2 (300GAL/5HZ)



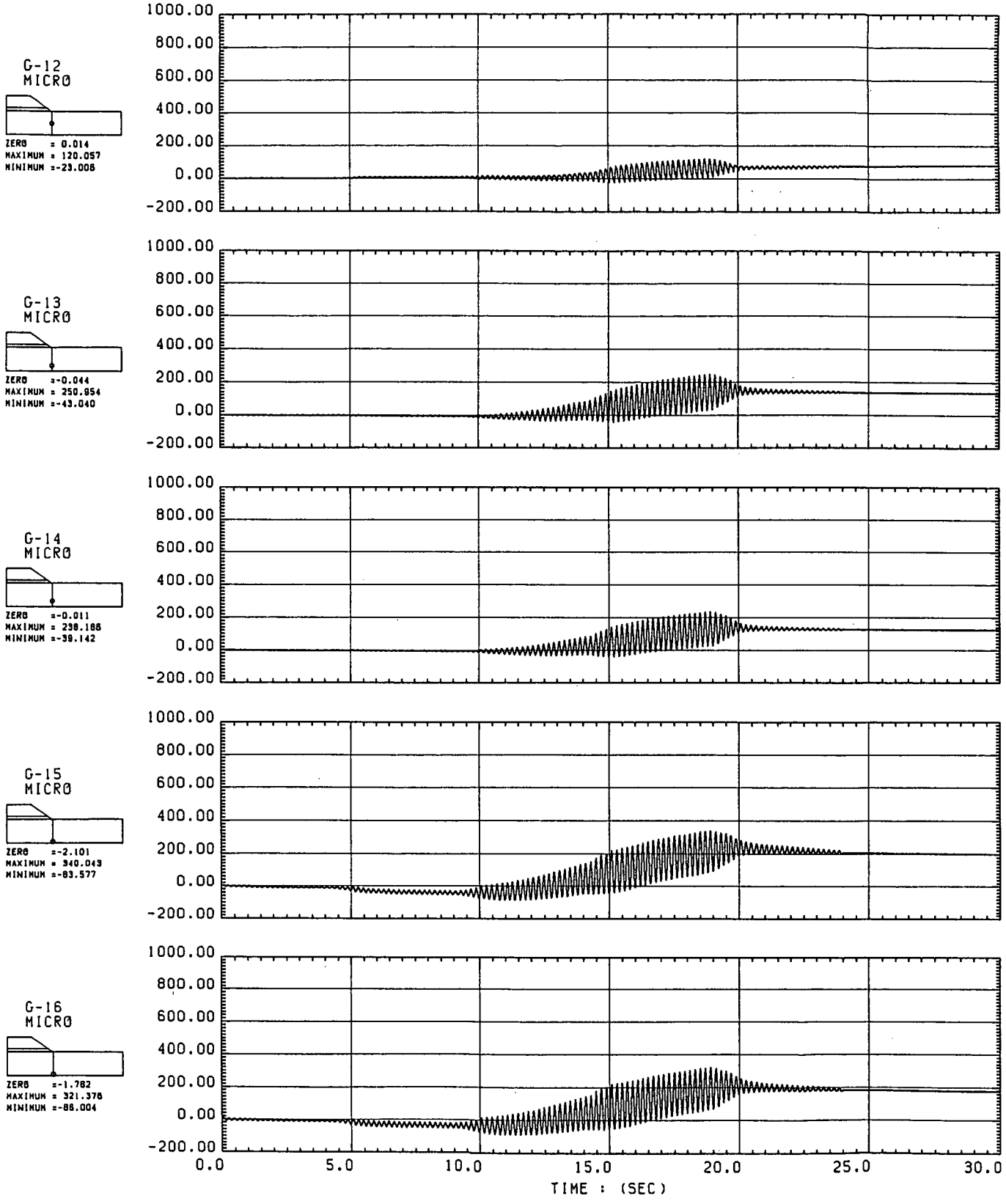
CASE4-2 STEP2 (300GAL/5HZ)



CASE4-2 STEP2 (300GAL/5HZ)



CASE4-2 STEP2 (300GAL/5HZ)



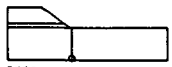
CASE4-2 STEP2 (300GAL/5HZ)

G-17
MICRO

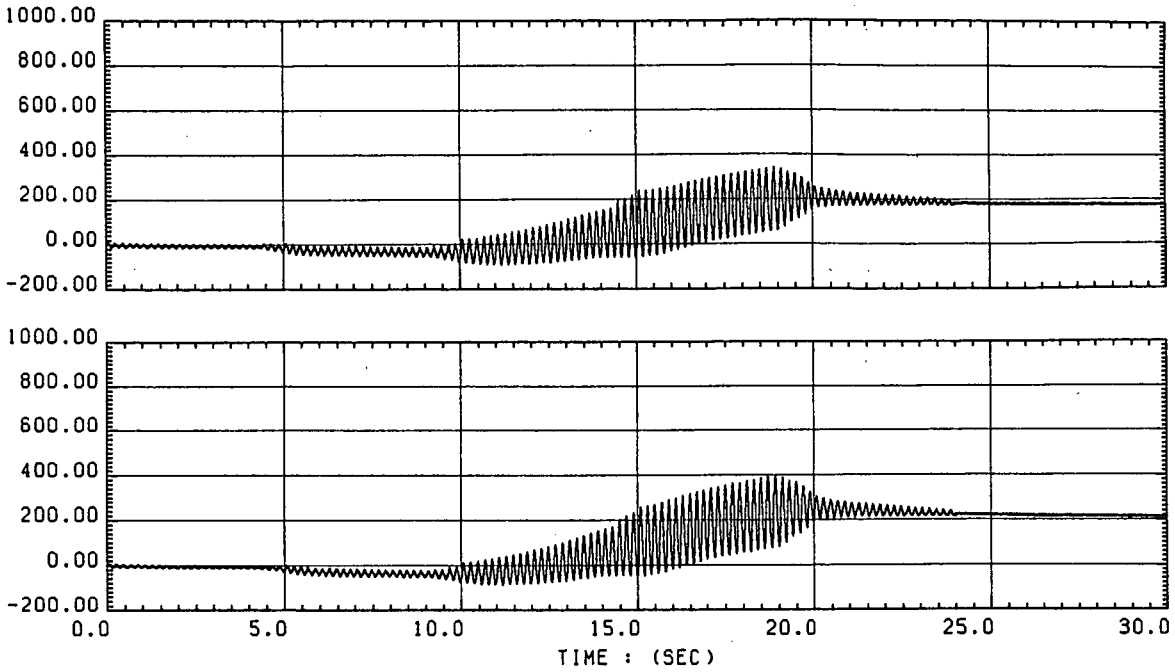


ZERO =-0.111
MAXIMUM = 344.630
MINIMUM =-91.172

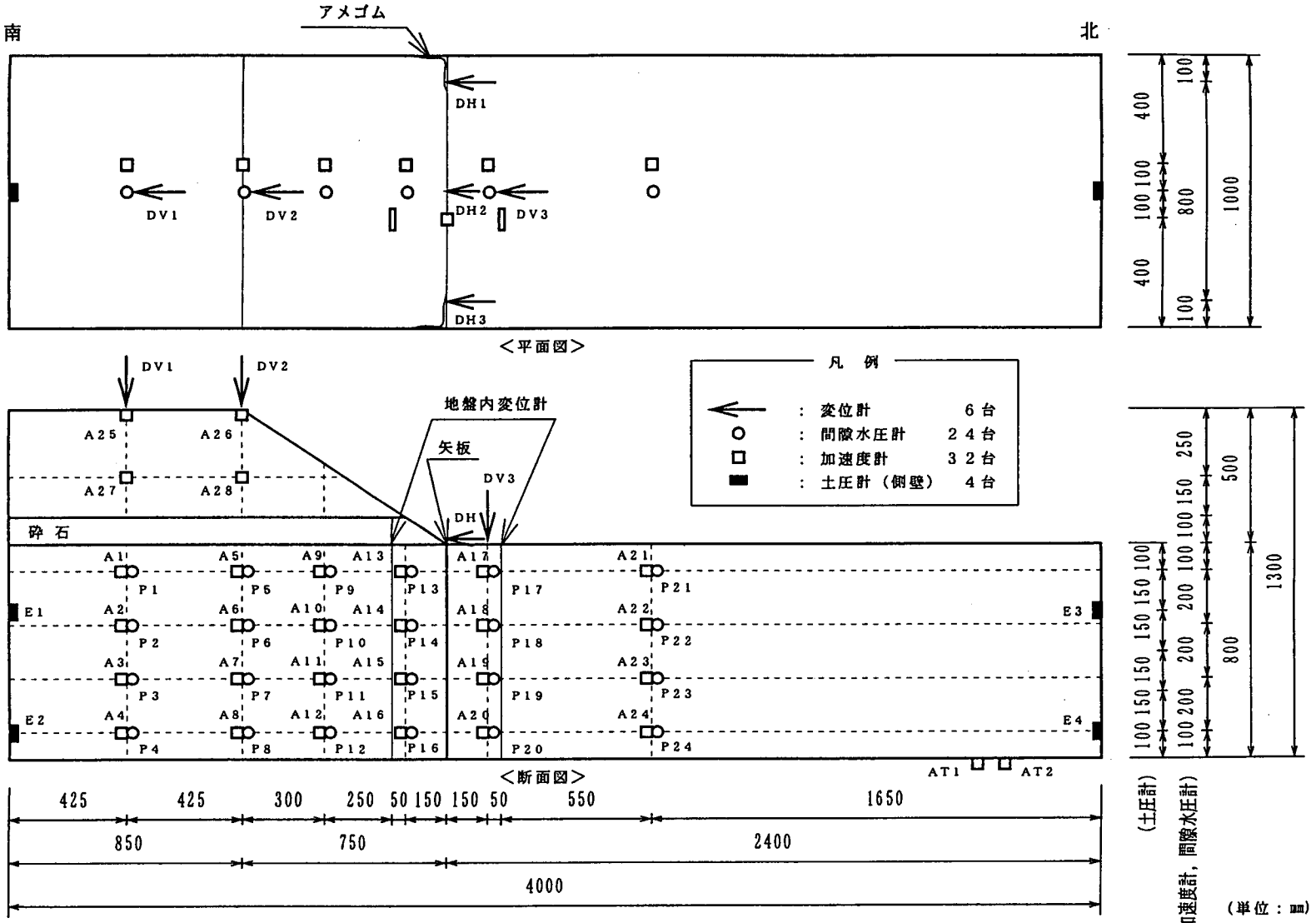
G-18
MICRO



ZERO =-0.124
MAXIMUM = 398.132
MINIMUM =-86.455

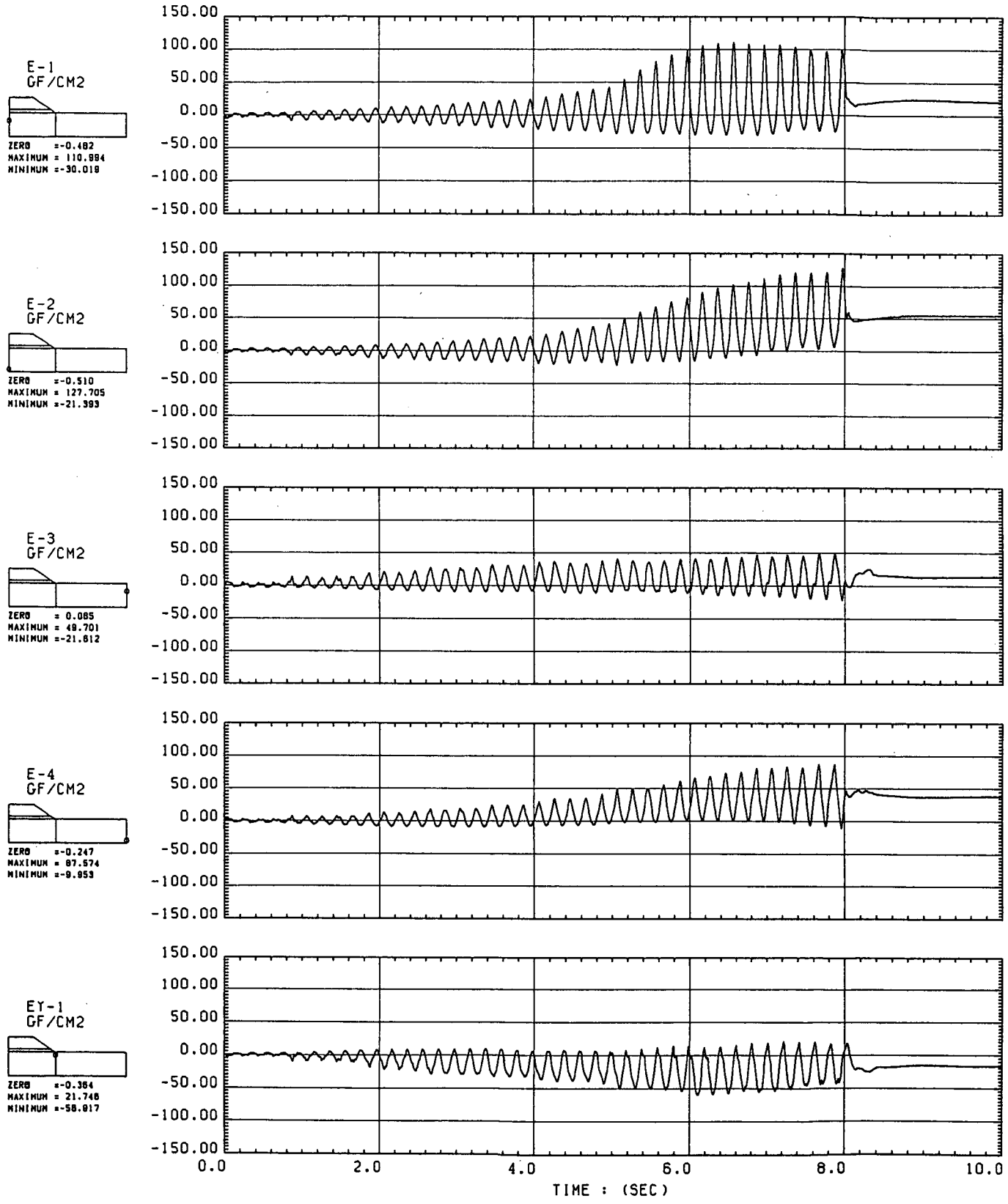


Case5

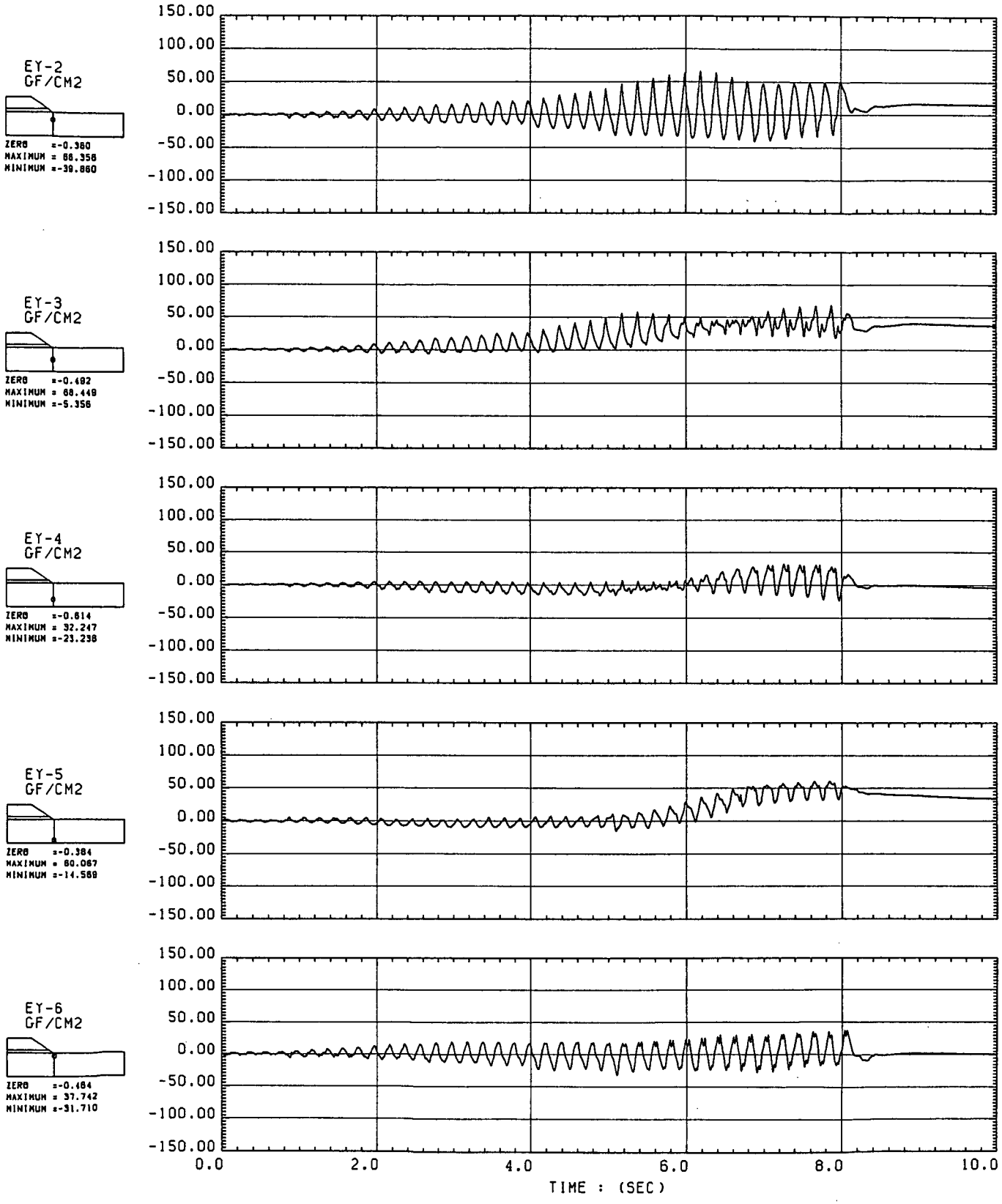


地盤の計測器設置位置

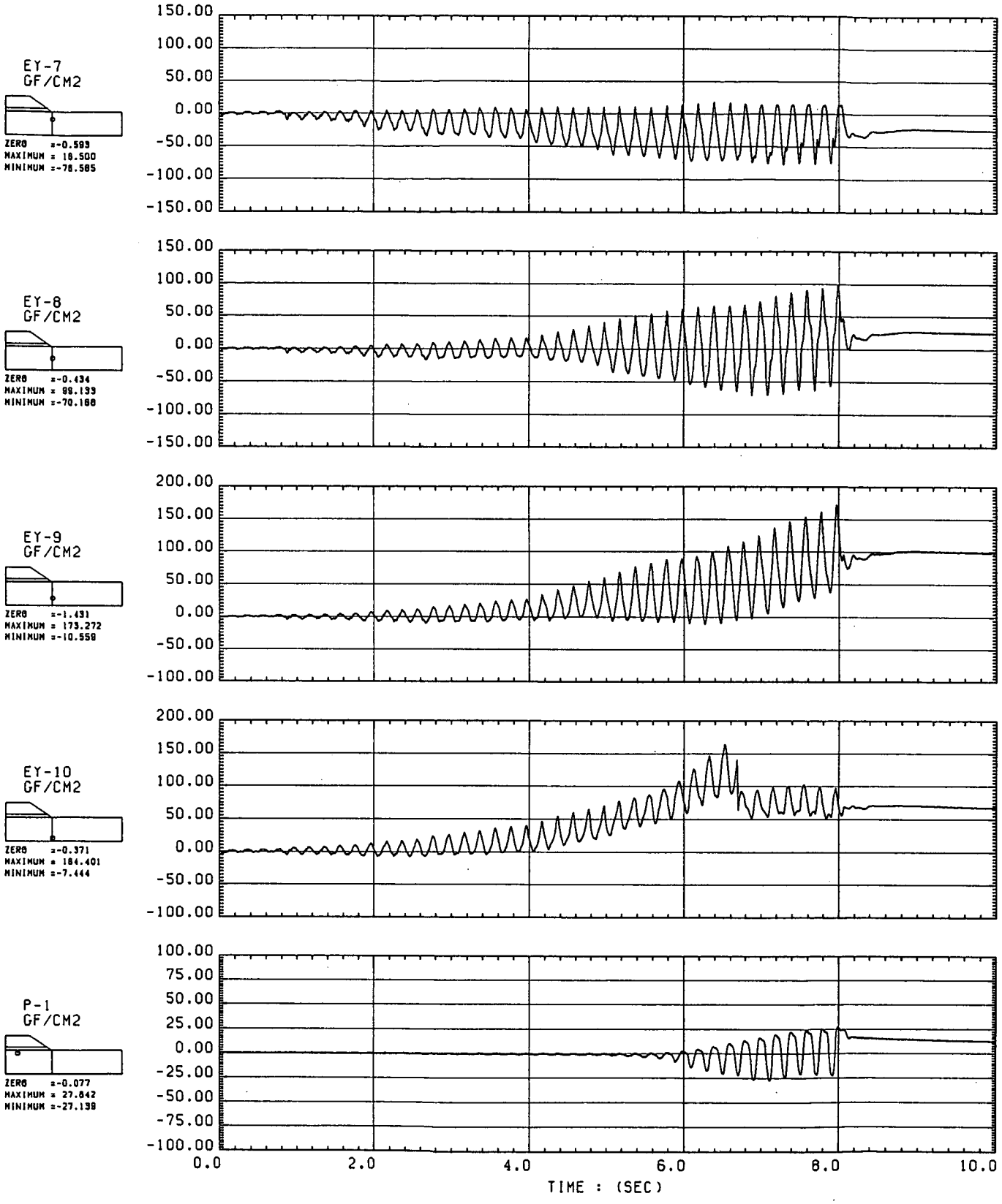
CASE5-1 STEP1 (400GAL/5HZ)



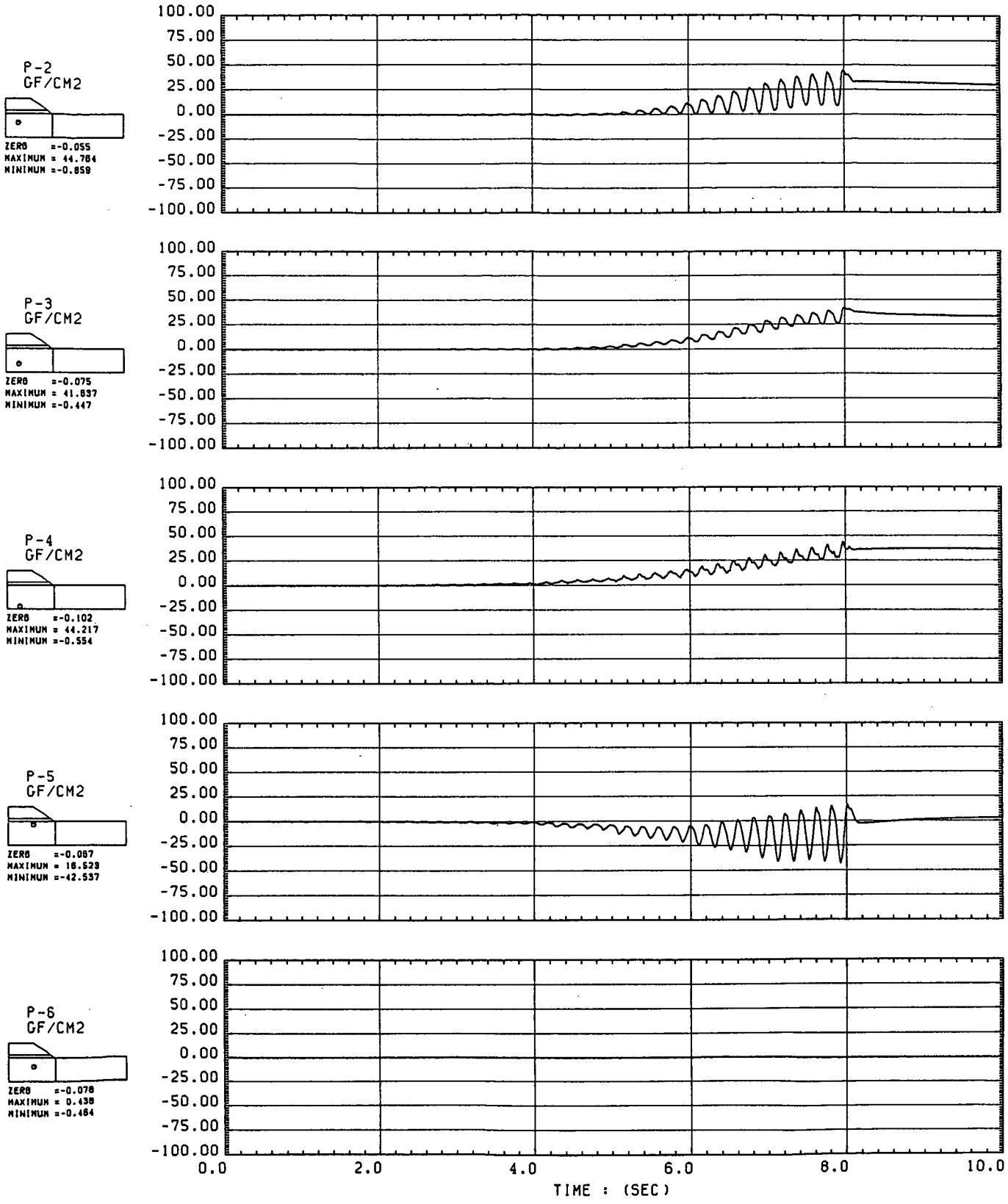
CASE5-1 STEP1 (400GAL/5HZ)



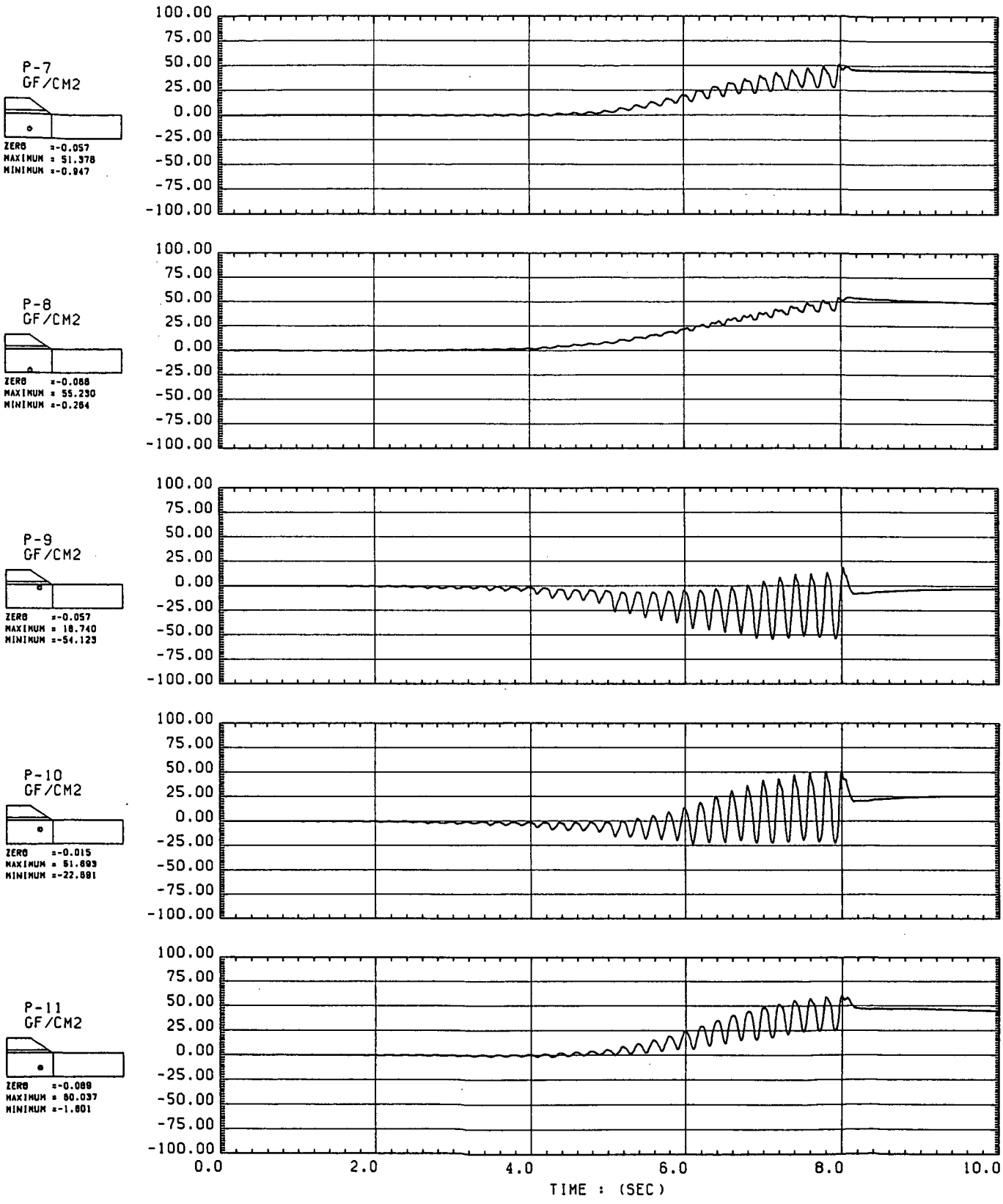
CASE5-1 STEP1 (400GAL/5HZ)



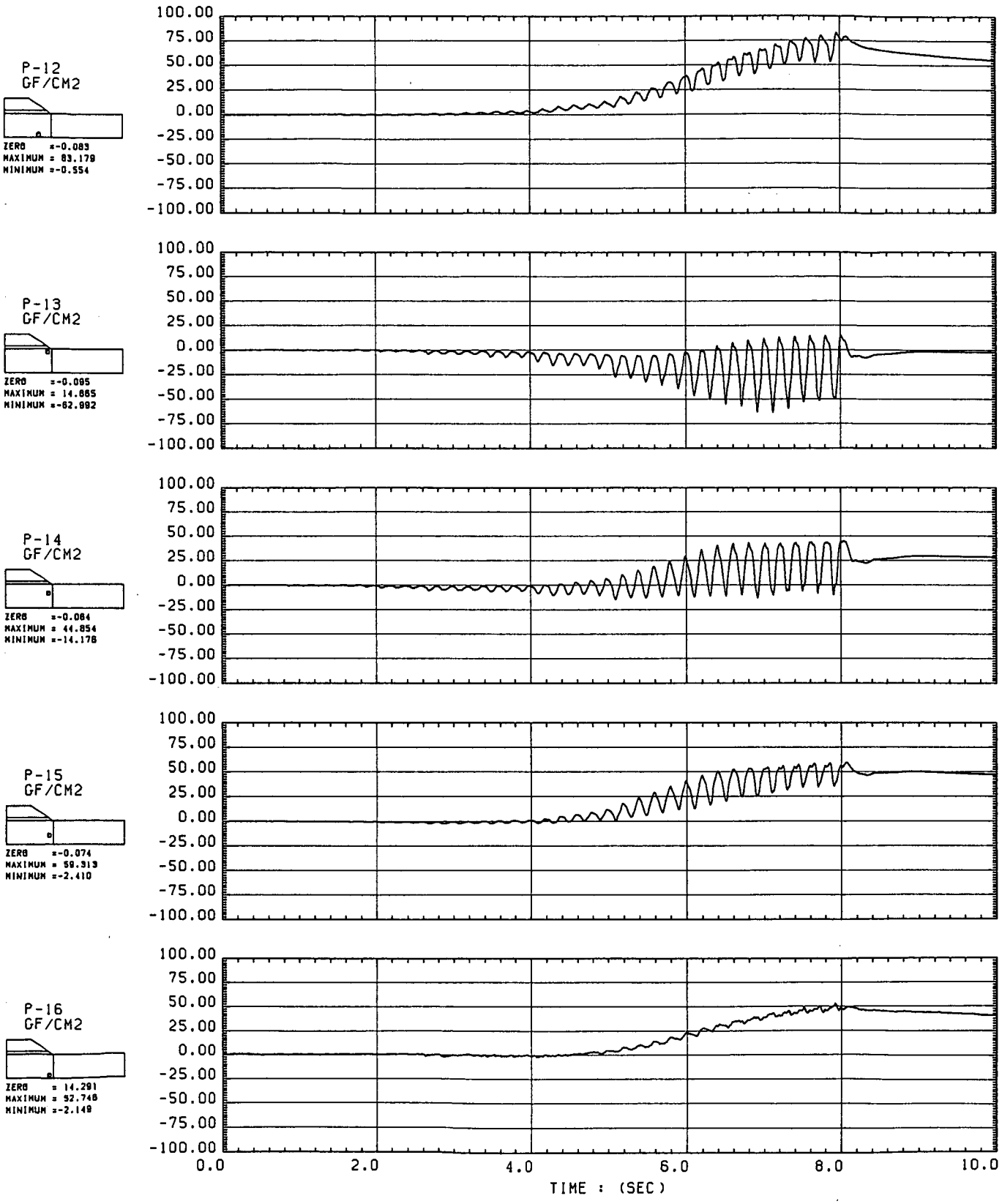
CASE5-1 STEP1 (400GAL/5HZ)



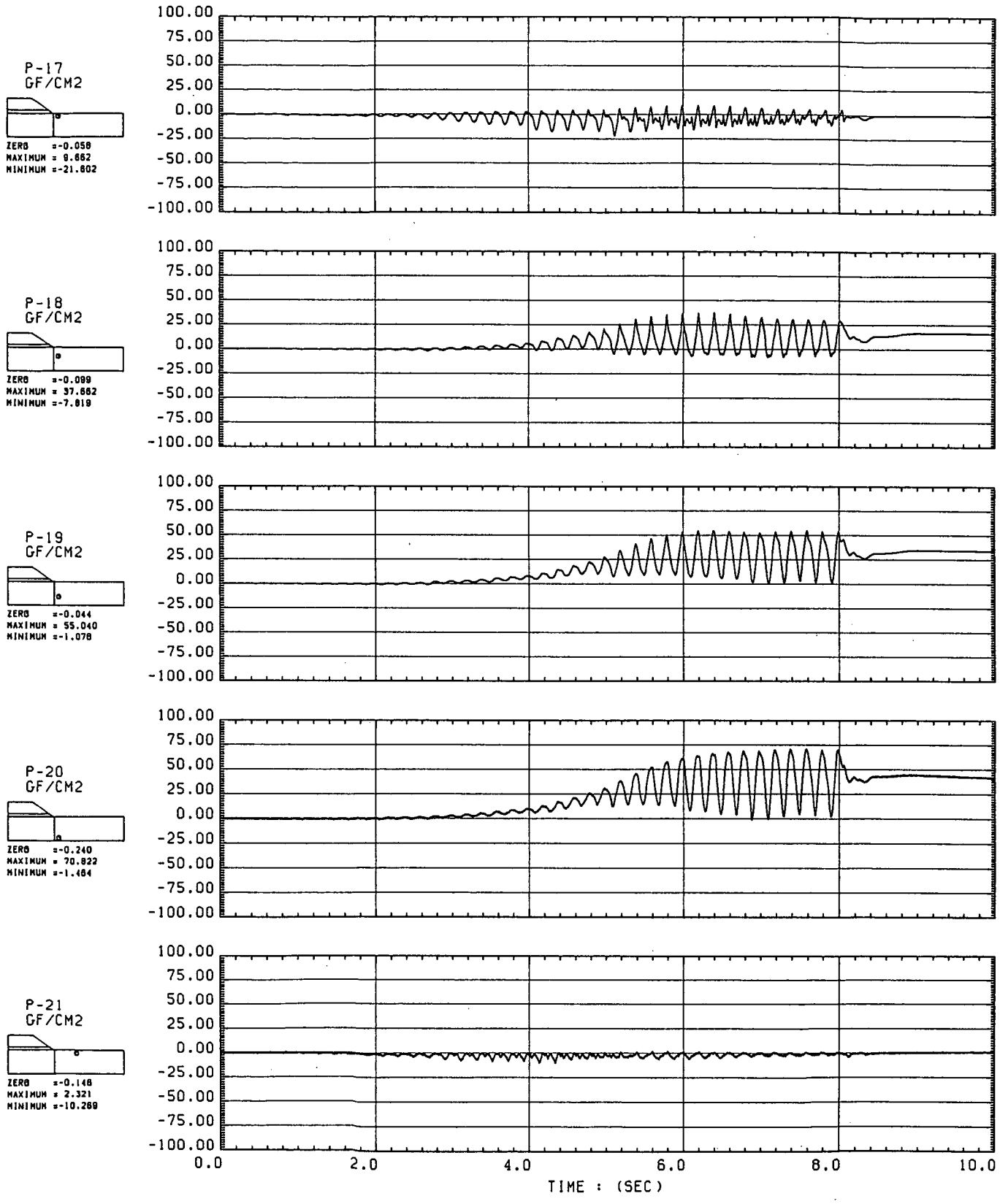
CASES-1 STEP1 (400GAL/5HZ)

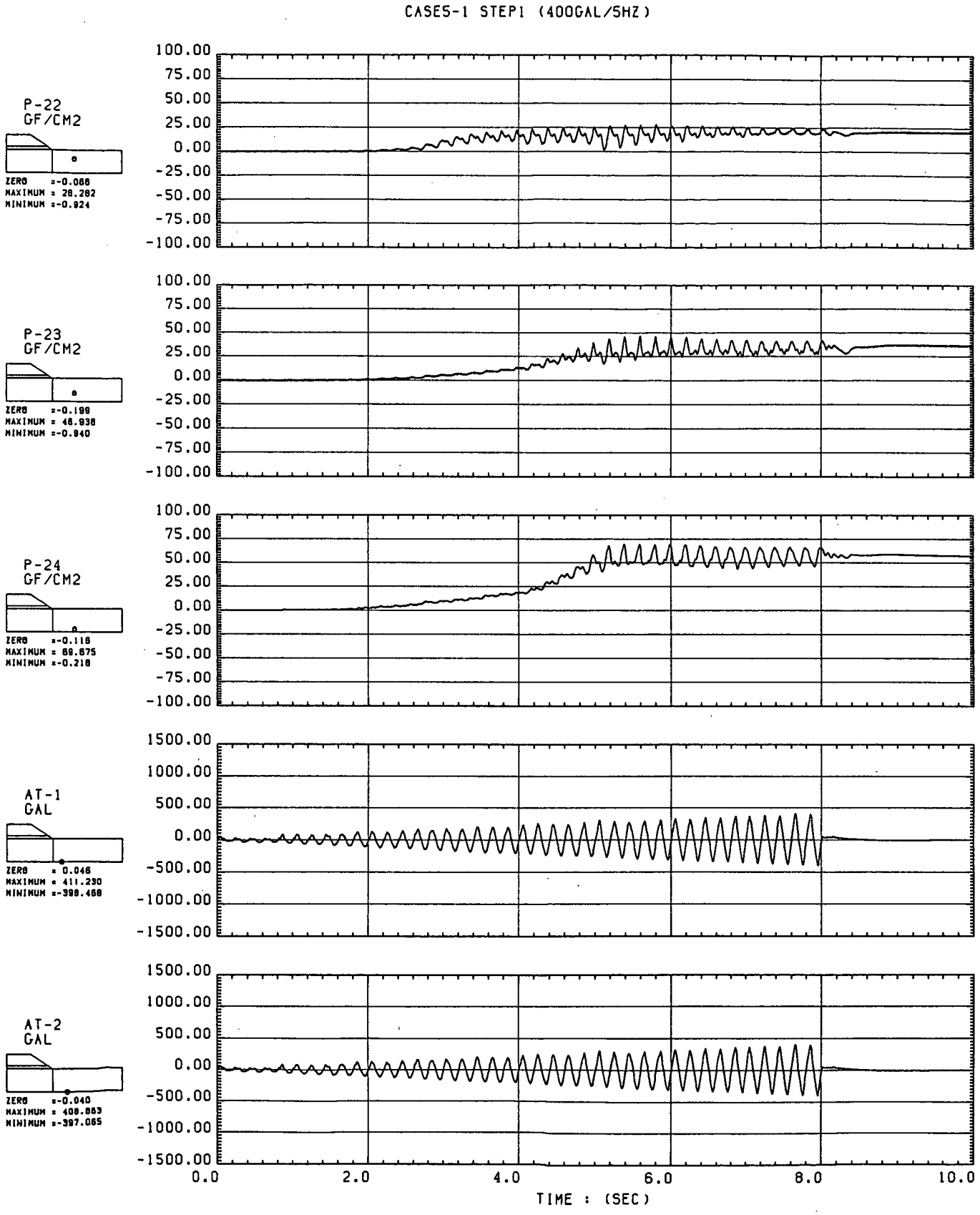


CASE5-1 STEP1 (400GAL/5HZ)

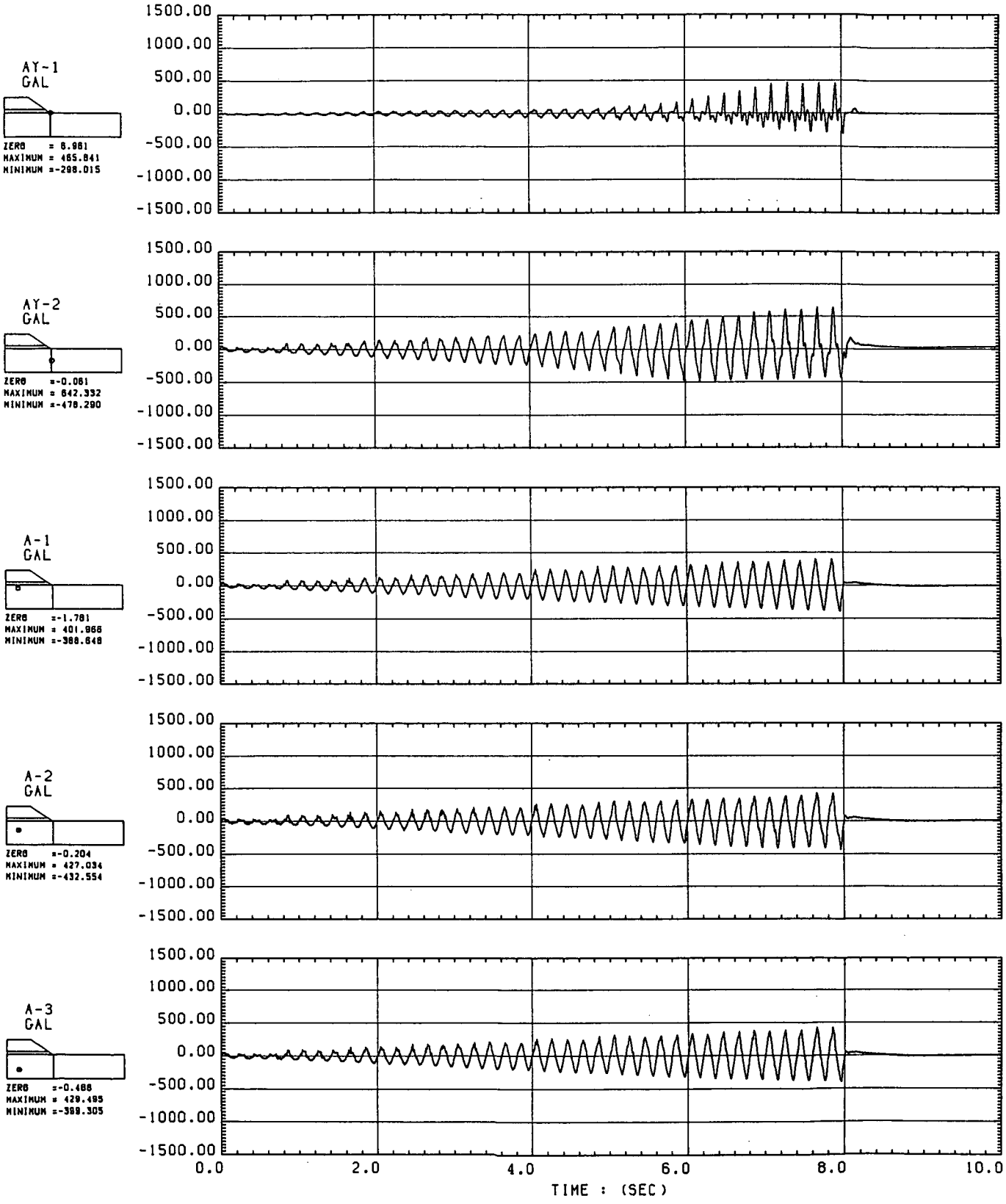


CASE5-1 STEP1 (400GAL/5HZ)

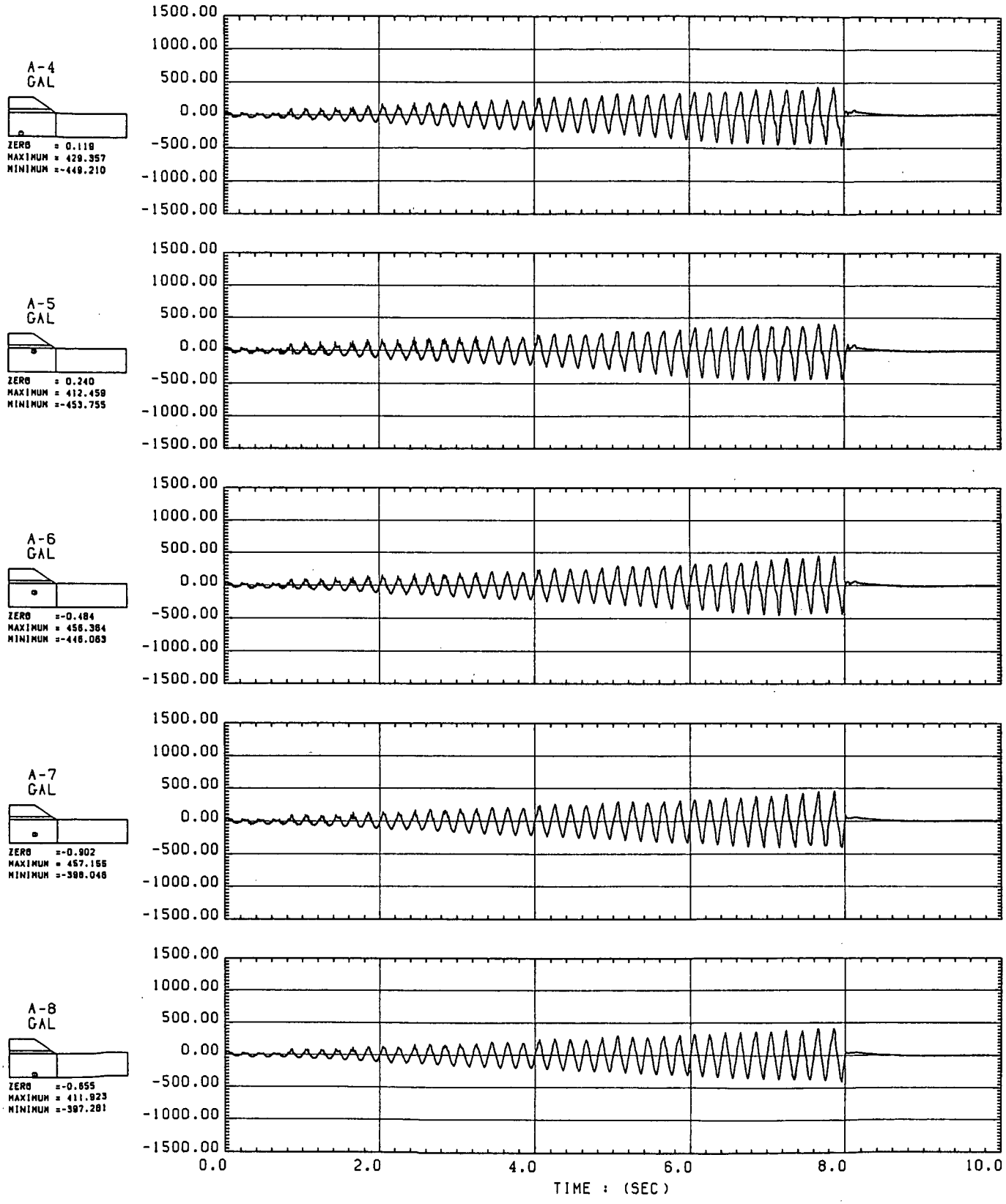



CASES-1 STEP1 (400GAL/5HZ)
P-22
GF/CM2
ZERO =-0.068
MAXIMUM = 28.282
MINIMUM =-0.924
P-23
GF/CM2
ZERO =-0.199
MAXIMUM = 46.938
MINIMUM =-0.940
P-24
GF/CM2
ZERO =-0.116
MAXIMUM = 69.675
MINIMUM =-0.218
AT-1
GAL
ZERO = 0.046
MAXIMUM = 411.230
MINIMUM =-398.468
AT-2
GAL
ZERO =-0.040
MAXIMUM = 408.863
MINIMUM =-397.065
100.00
75.00
50.00
25.00
0.00
-25.00
-50.00
-75.00
-100.00
1500.00
1000.00
500.00
0.00
-500.00
-1000.00
-1500.00
0.0
2.0
4.0
6.0
8.0
10.0
TIME : (SEC)

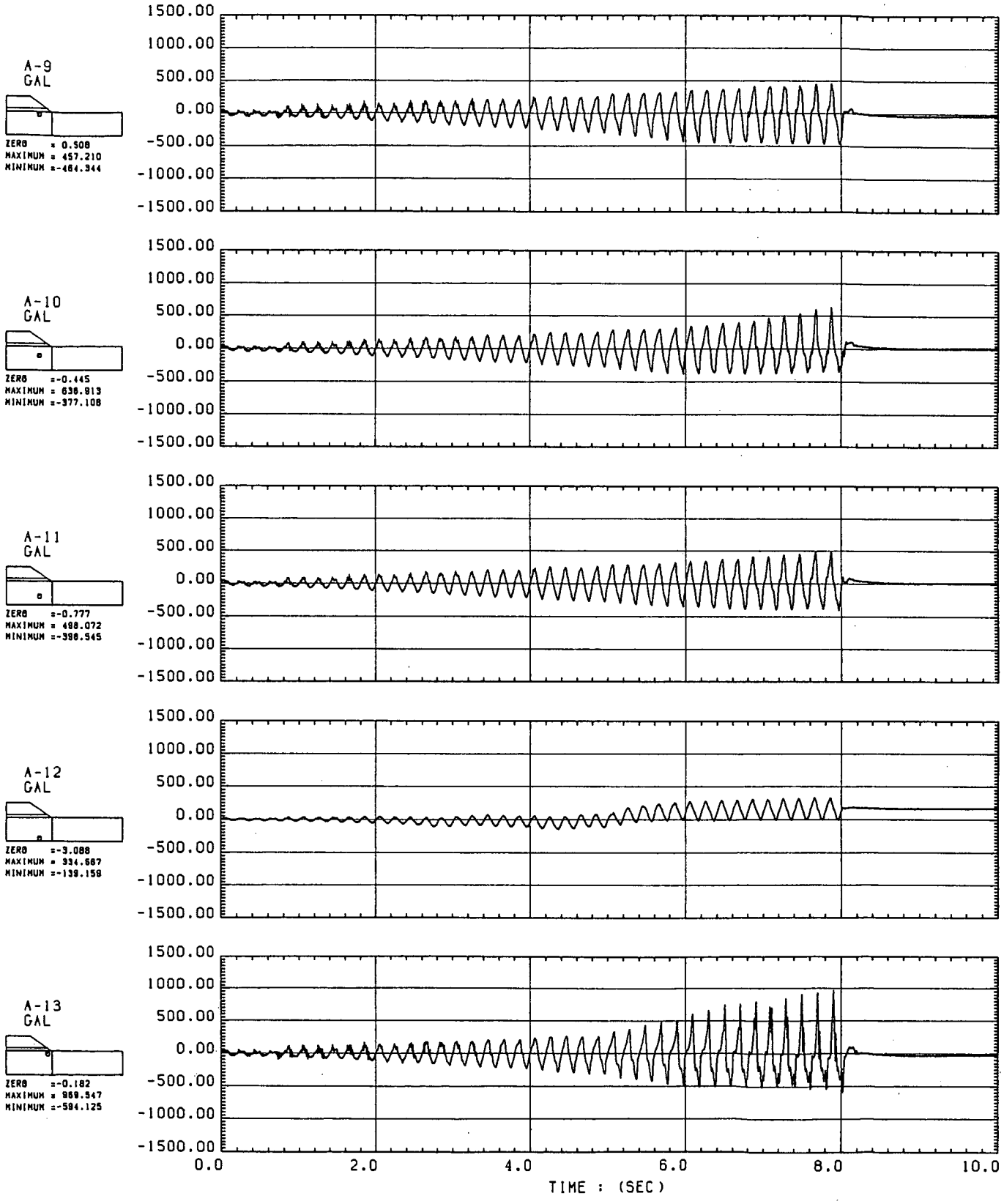
CASES-1 STEP1 (400GAL/5HZ)



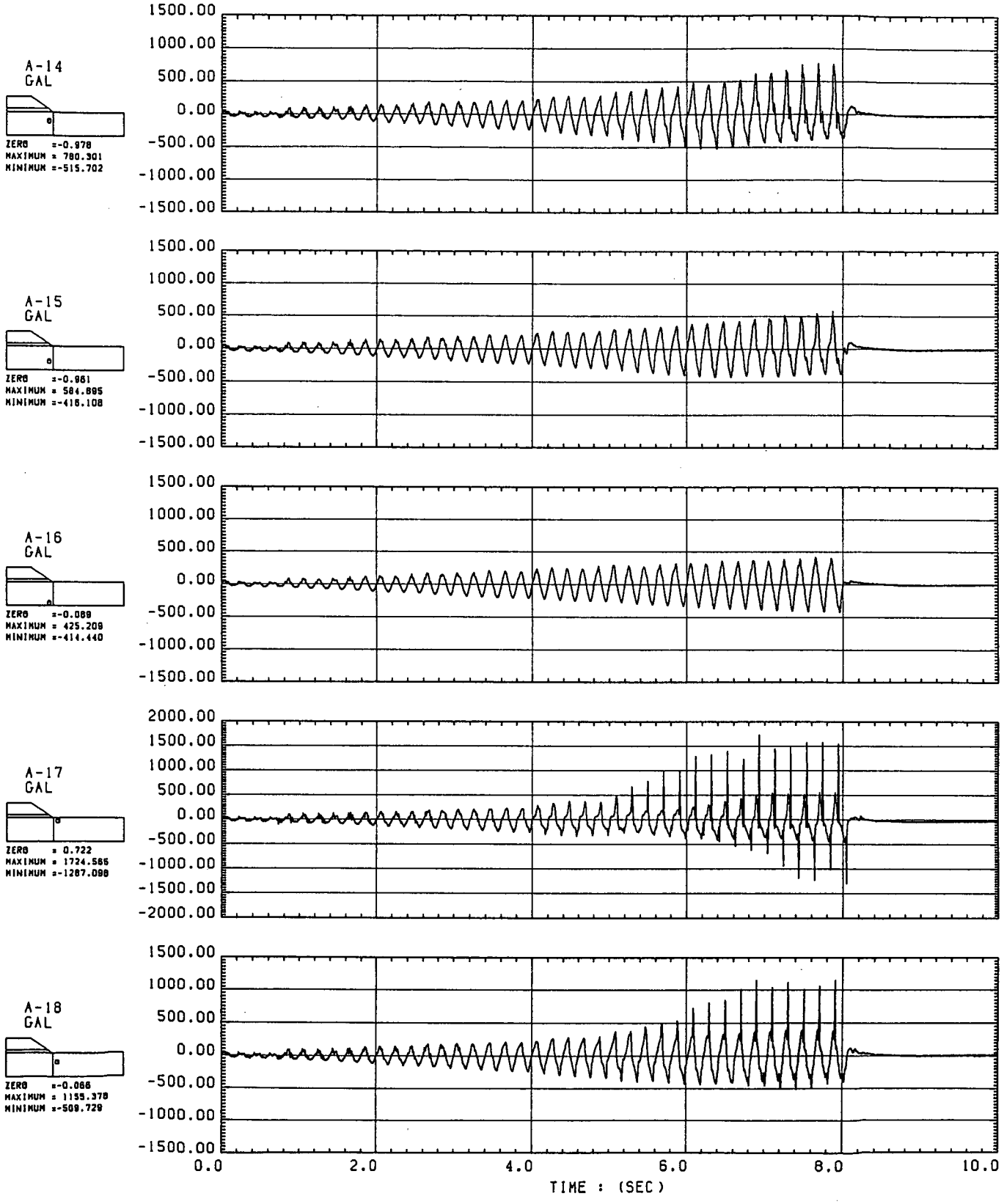
CASE5-1 STEP1 (400GAL/5HZ)



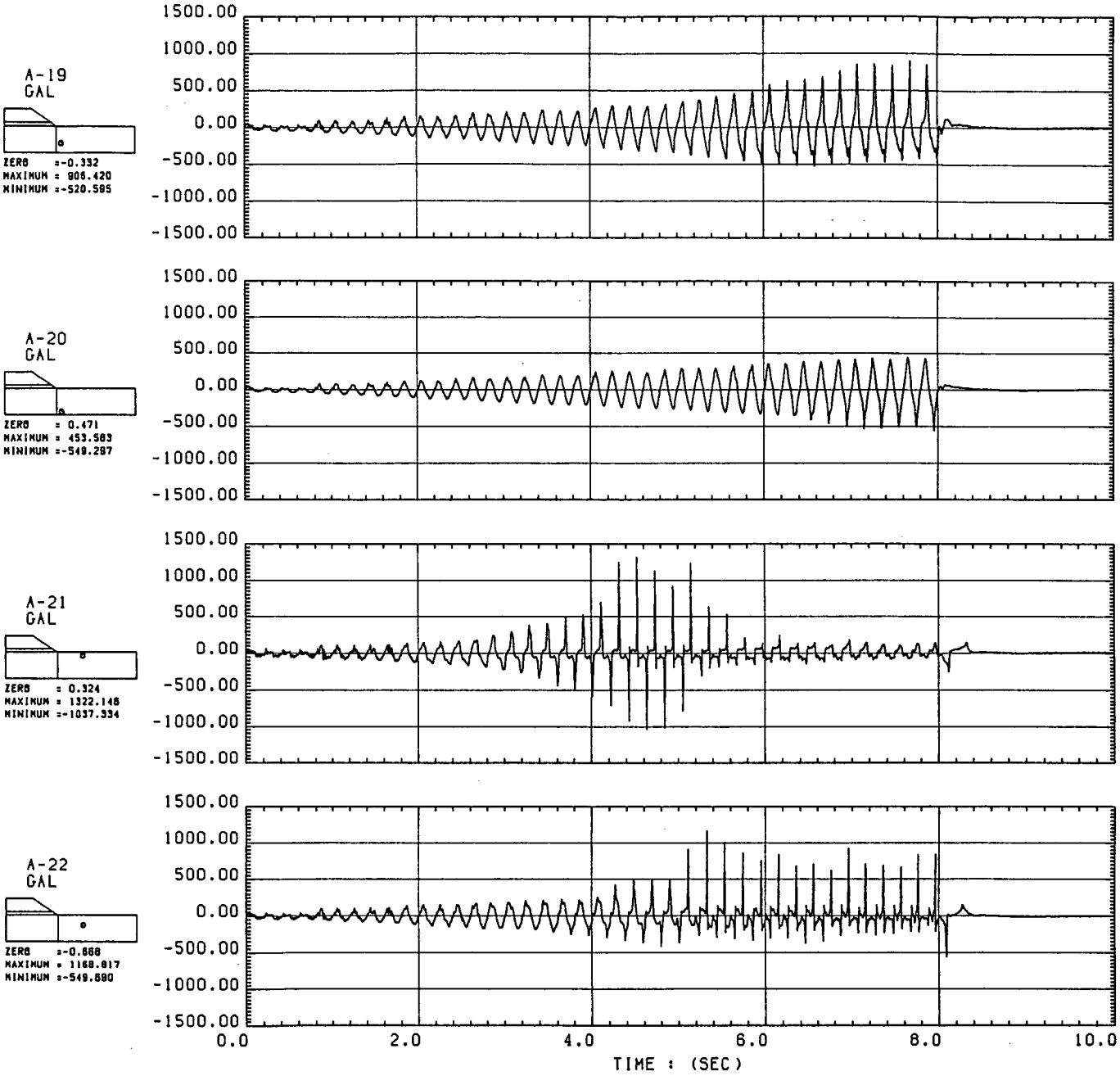
CASES-1 STEP1 (400GAL/5HZ)



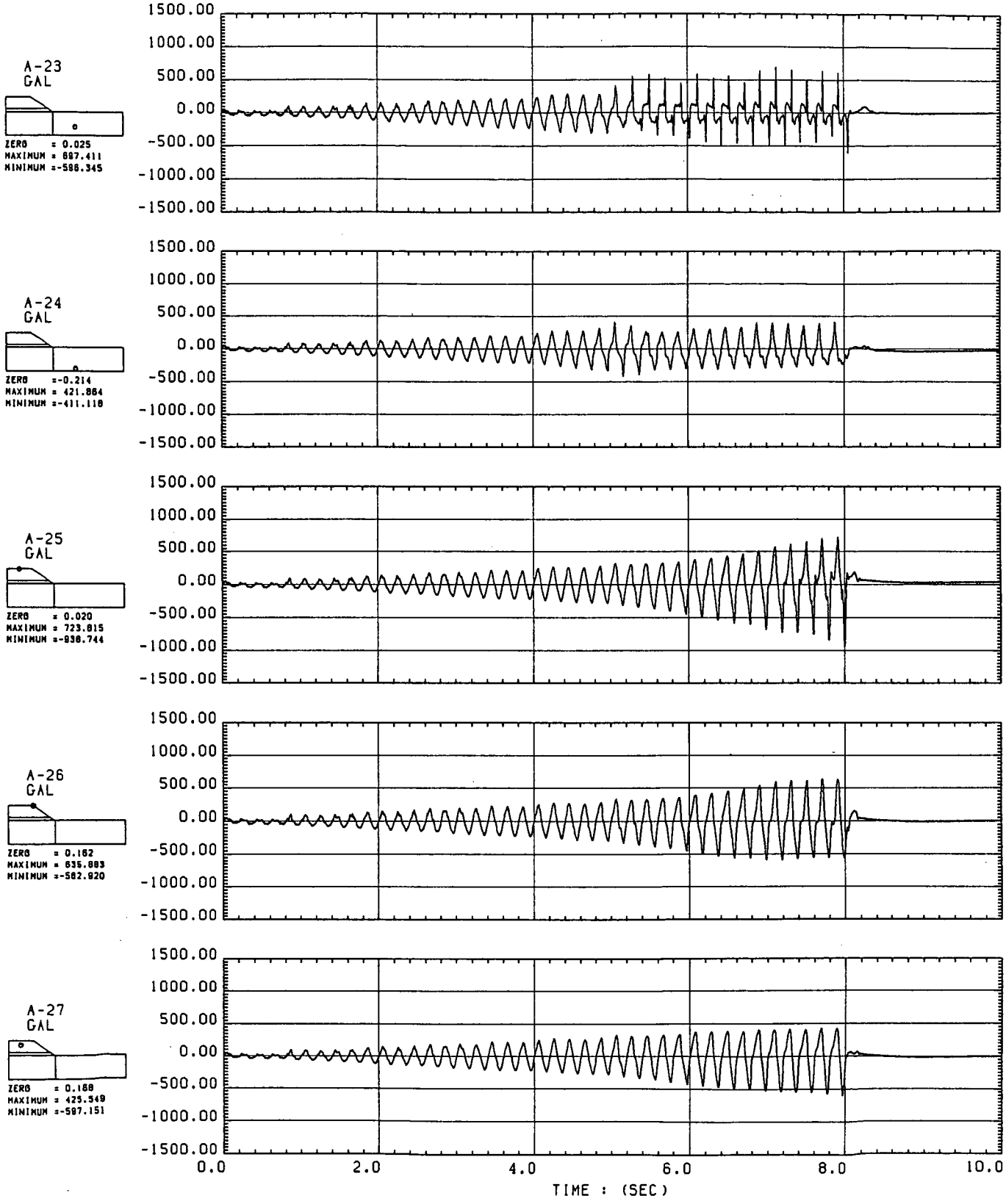
CASE5-1 STEP1 (400GAL/5HZ)



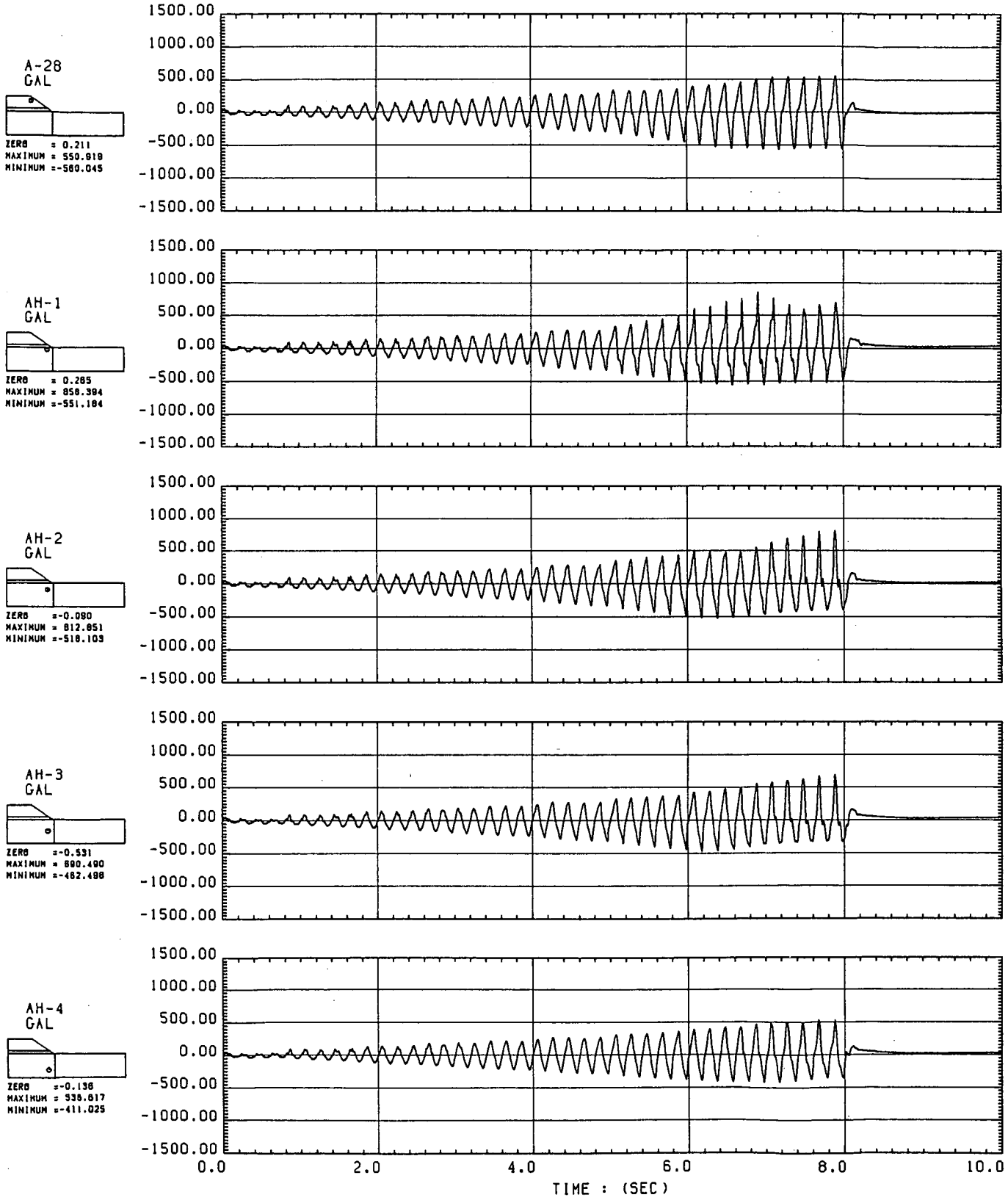
CASE5-1 STEP1 (400GAL/5HZ)



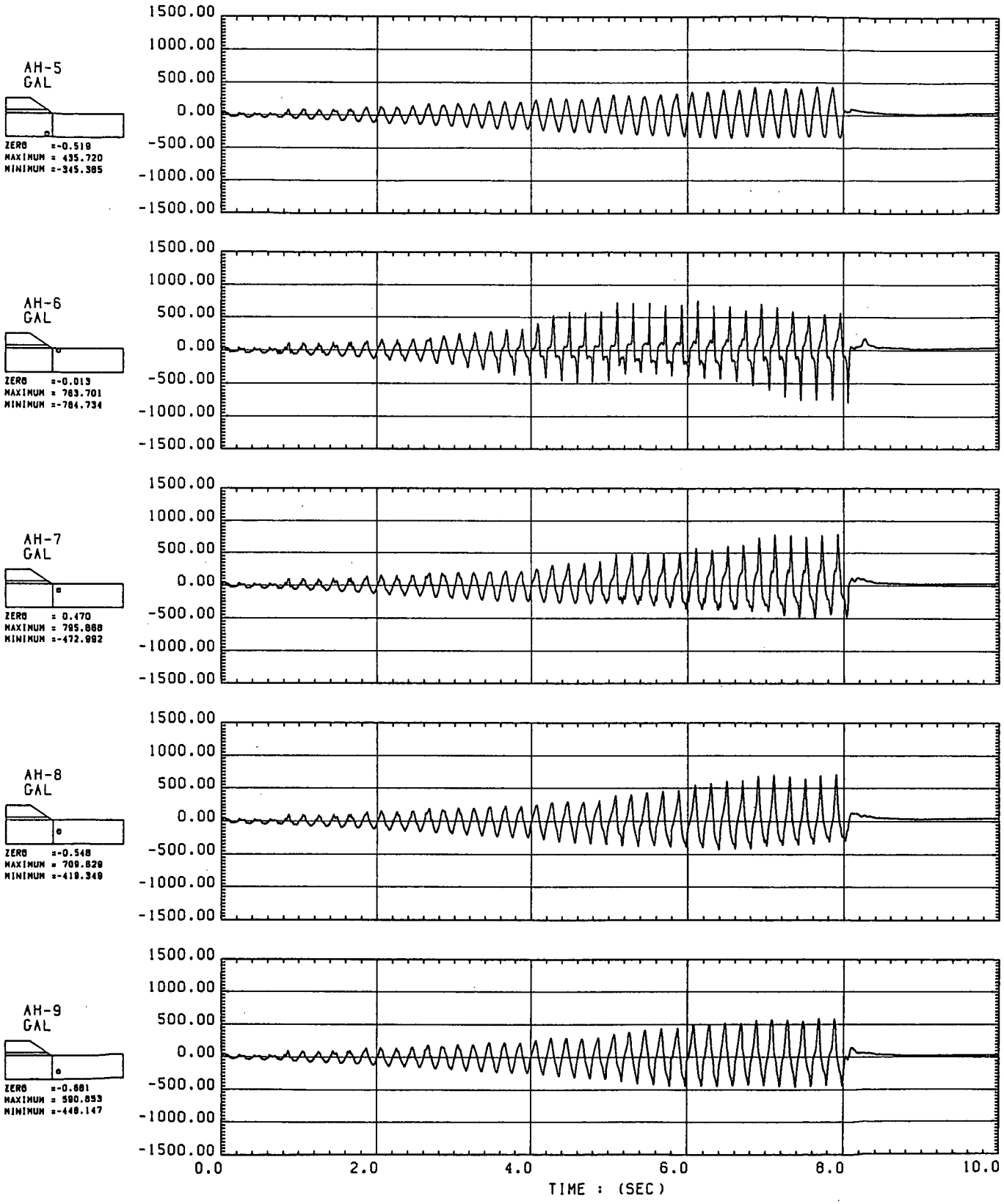
CASE5-2 STEP1 (400GAL/5HZ)



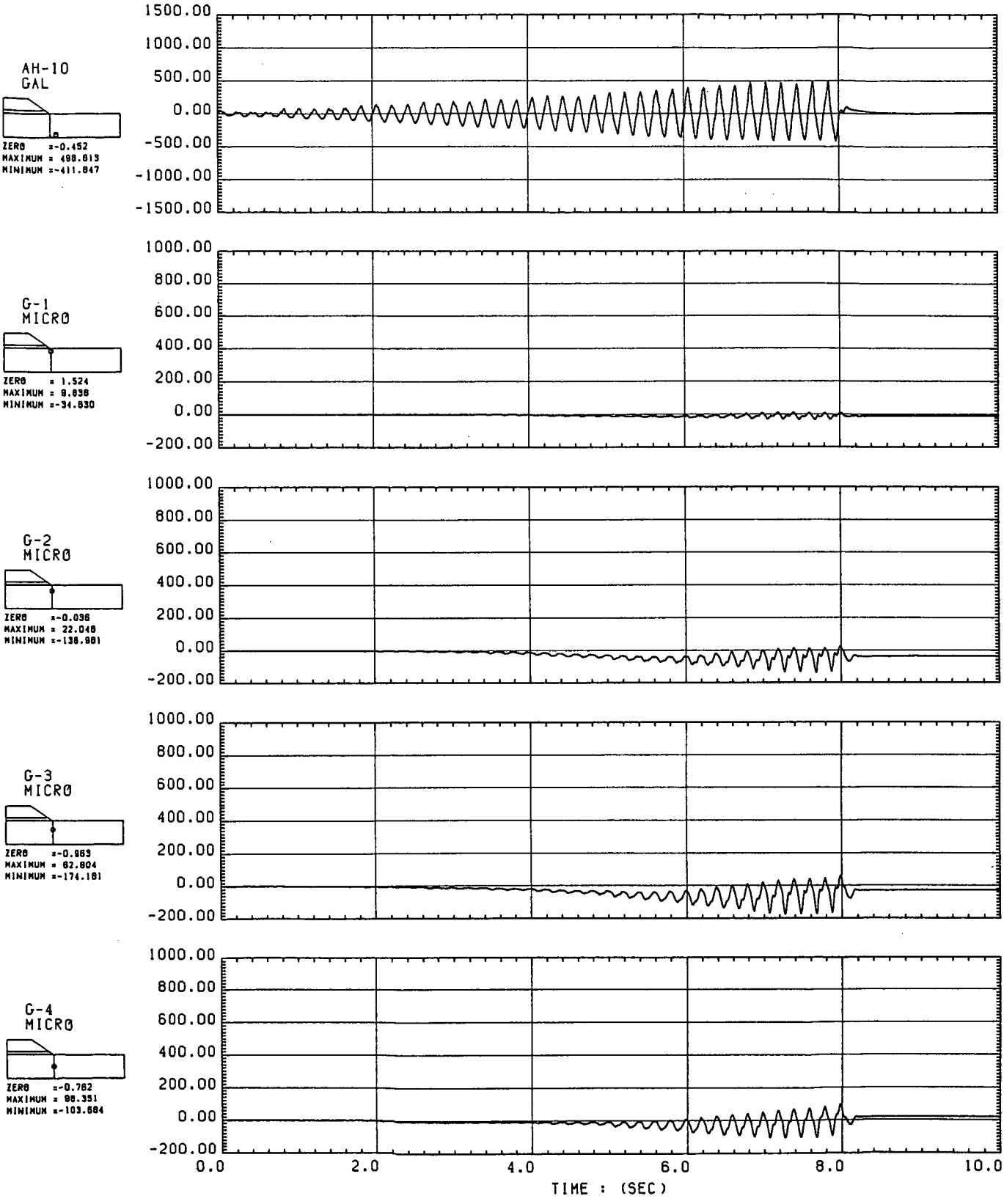
CASE5-2 STEP1 (400GAL/5HZ)



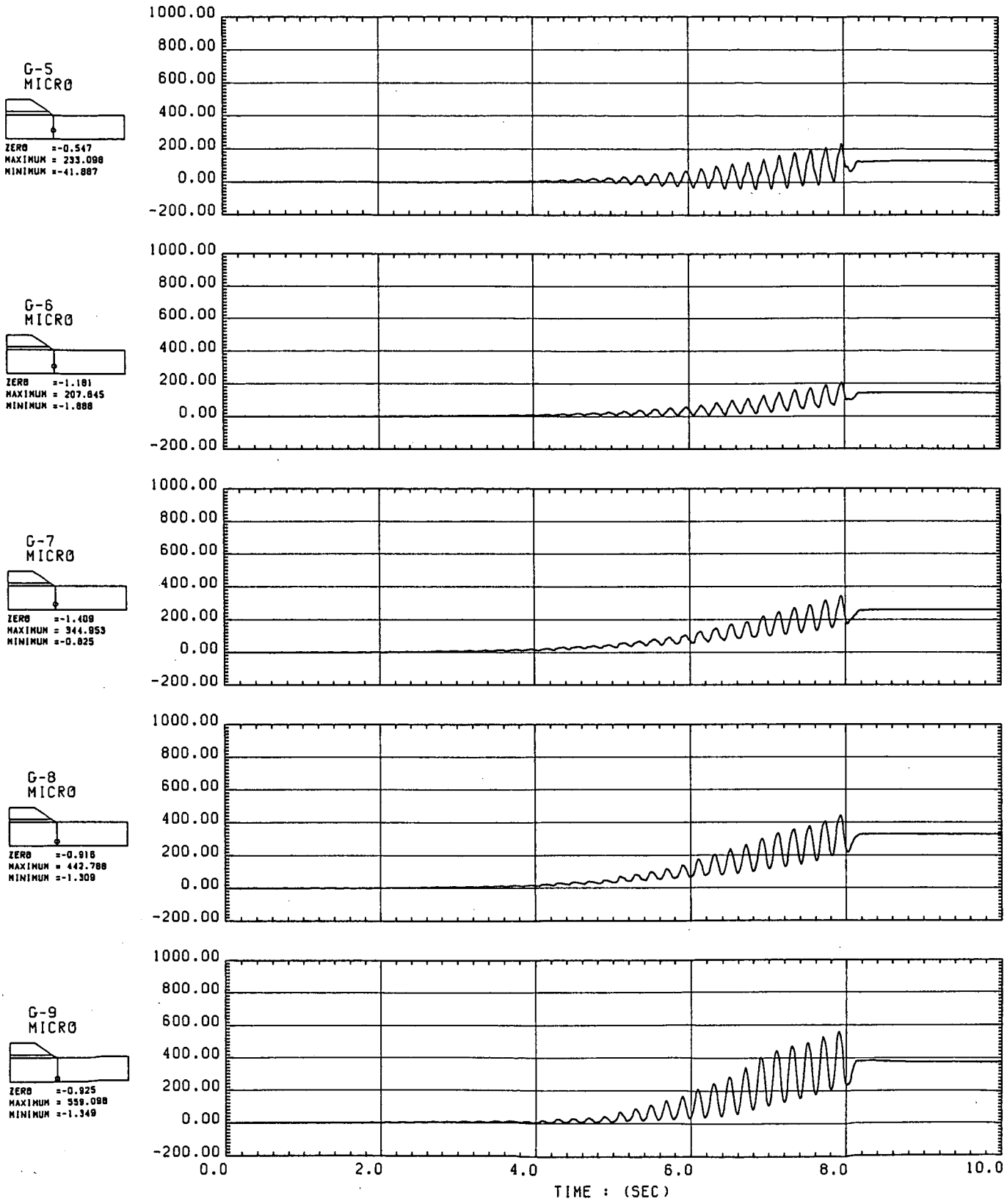
CASES-2 STEP1 (400GAL/5HZ)



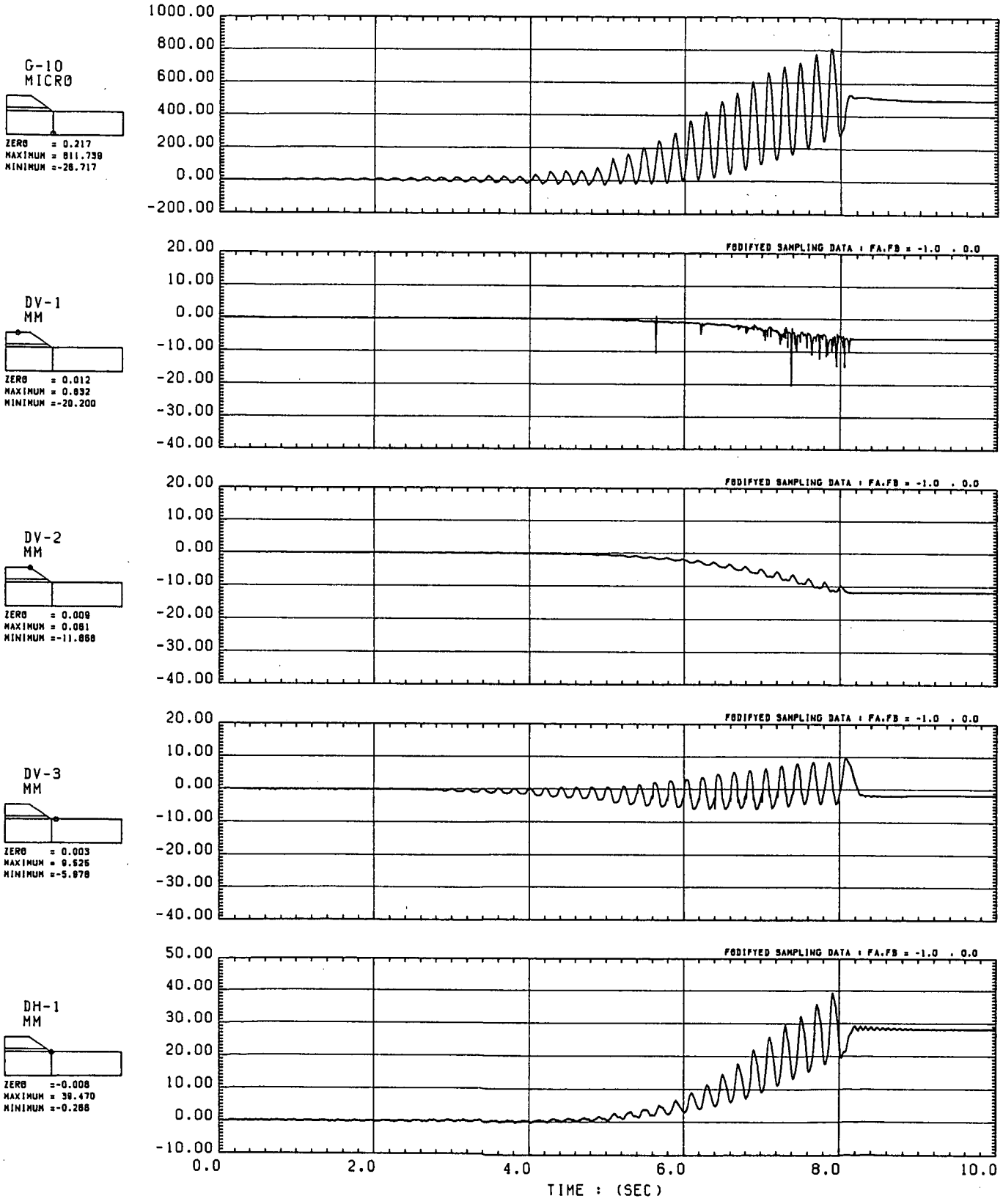
CASE5-2 STEP1 (400GAL/5HZ)



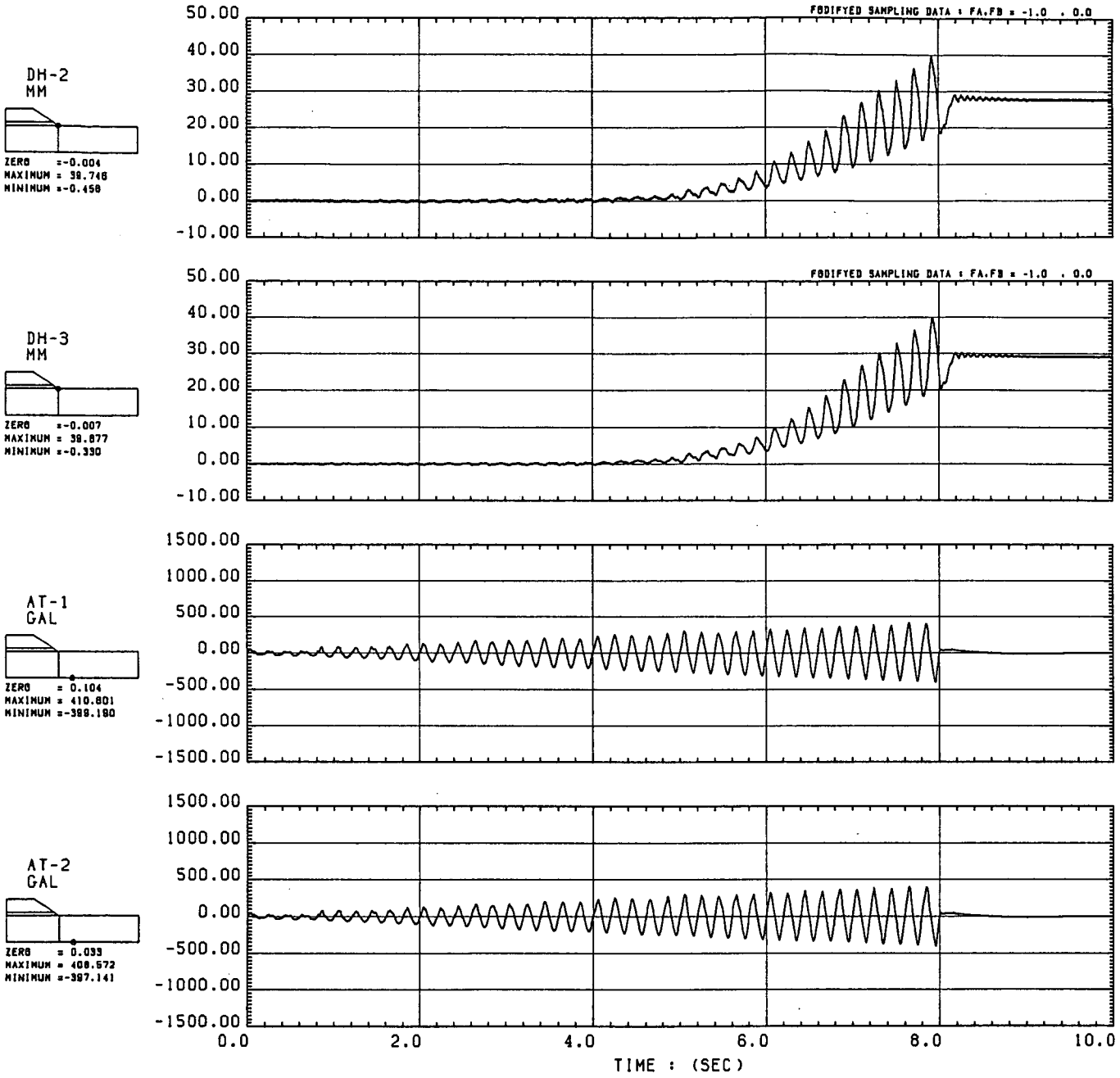
CASE5-2 STEP1 (400GAL/5HZ)



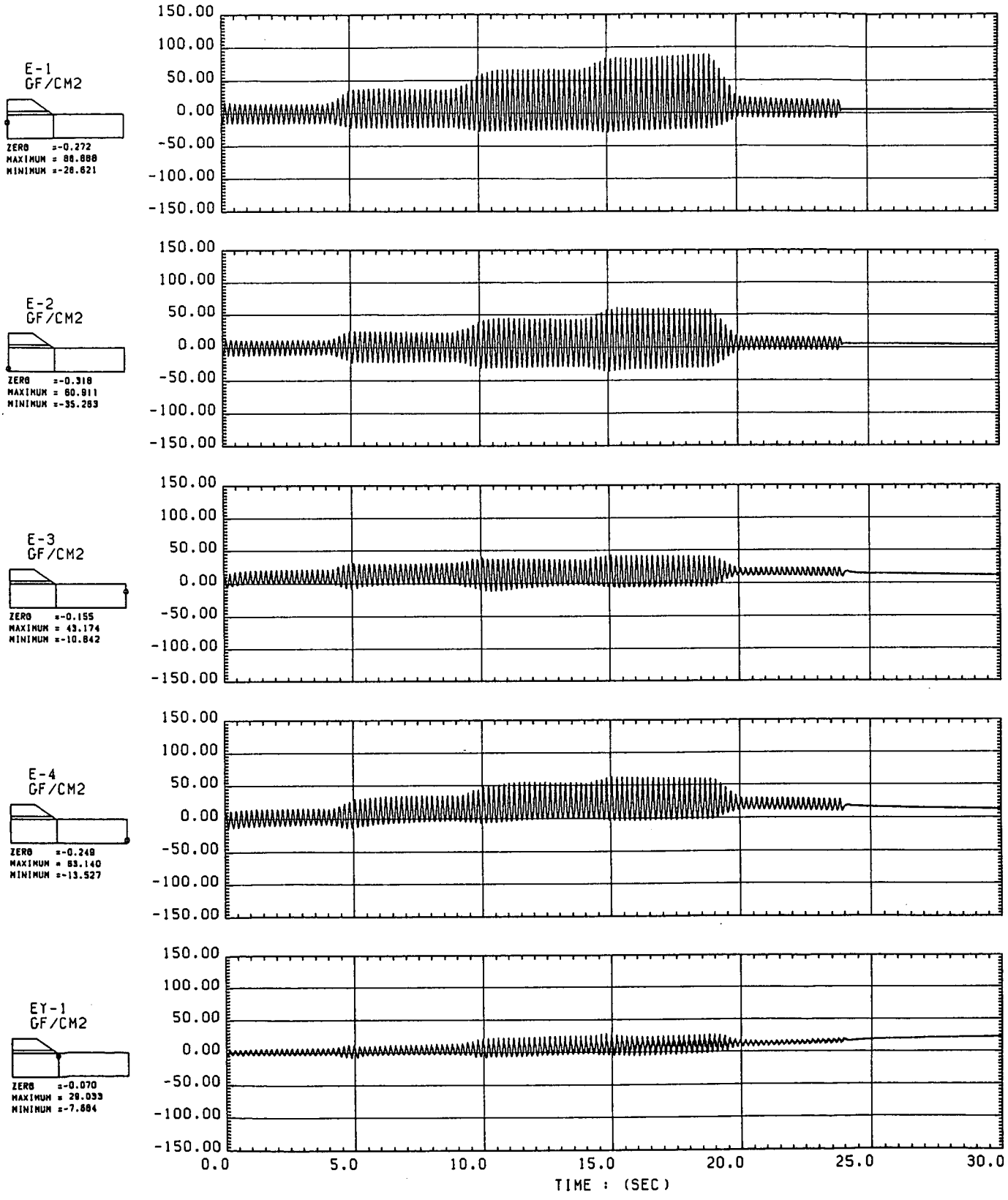
CASE5-2 STEP1 (400GAL/5HZ)



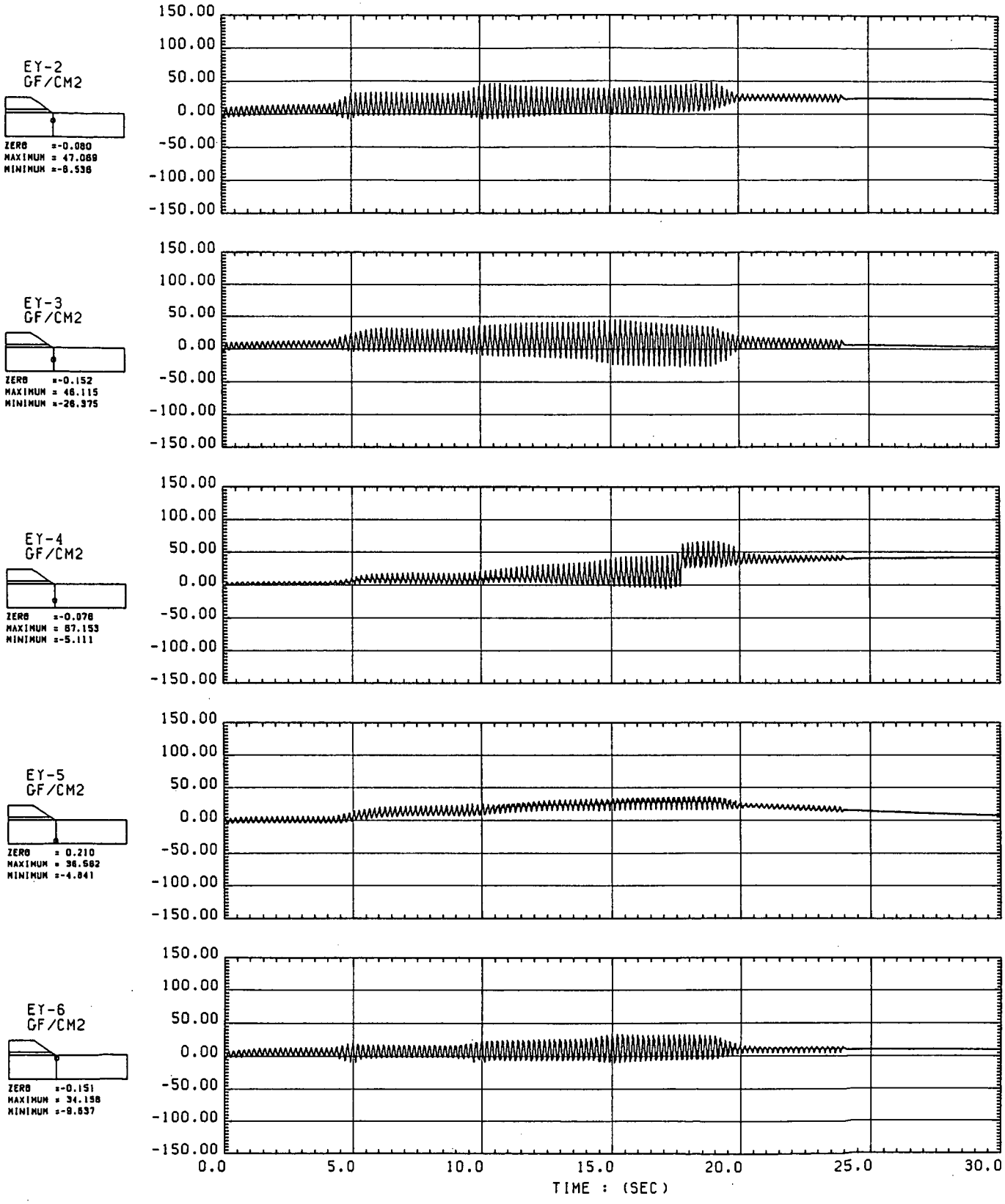
CASE5-2 STEP1 (400GAL/5HZ)



CASES-1 STEP2 (300GAL/5HZ)

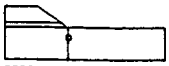


CASE5-1 STEP2 (300GAL/5HZ)

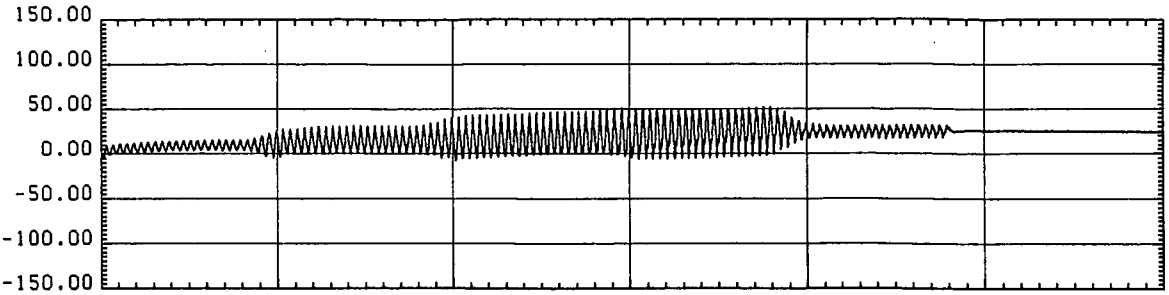


CASE5-1 STEP2 (300GAL/5HZ)

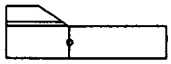
EY-7
GF/CM2



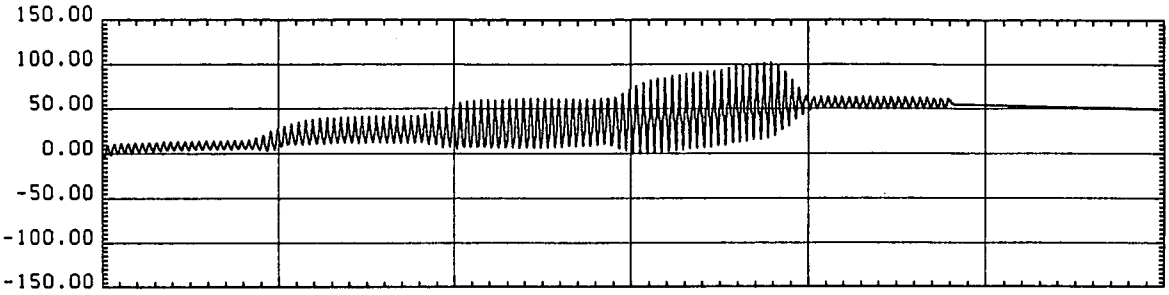
ZERO =-0.084
MAXIMUM = 52.587
MINIMUM =-8.508



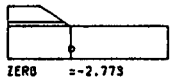
EY-8
GF/CM2



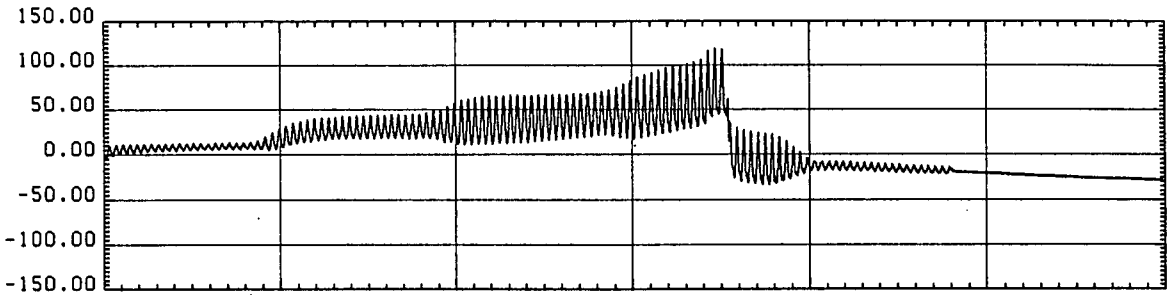
ZERO =-0.123
MAXIMUM = 103.218
MINIMUM =-2.885



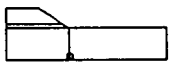
EY-9
GF/CM2



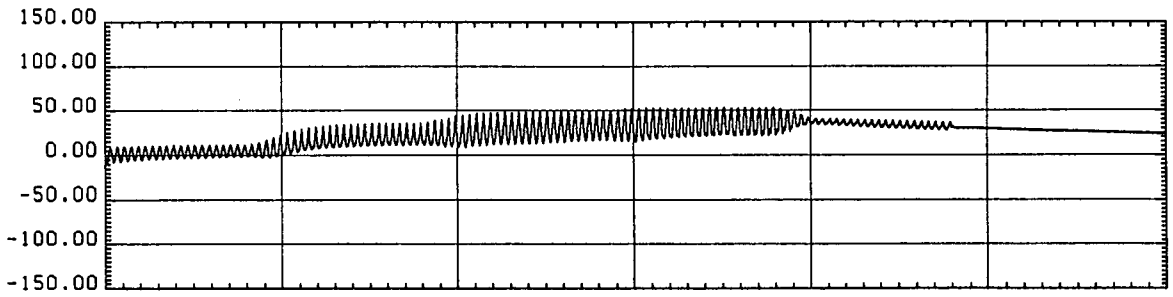
ZERO =-2.773
MAXIMUM = 119.797
MINIMUM =-33.092



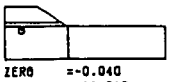
EY-10
GF/CM2



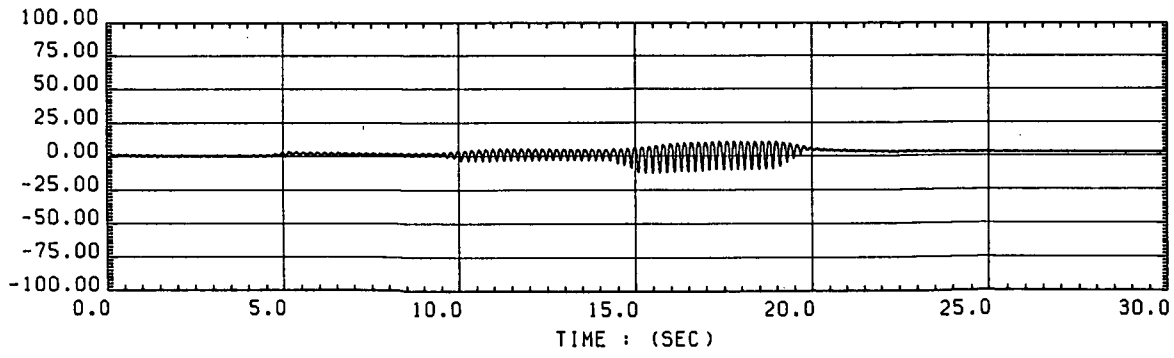
ZERO =-0.345
MAXIMUM = 54.008
MINIMUM =-8.151



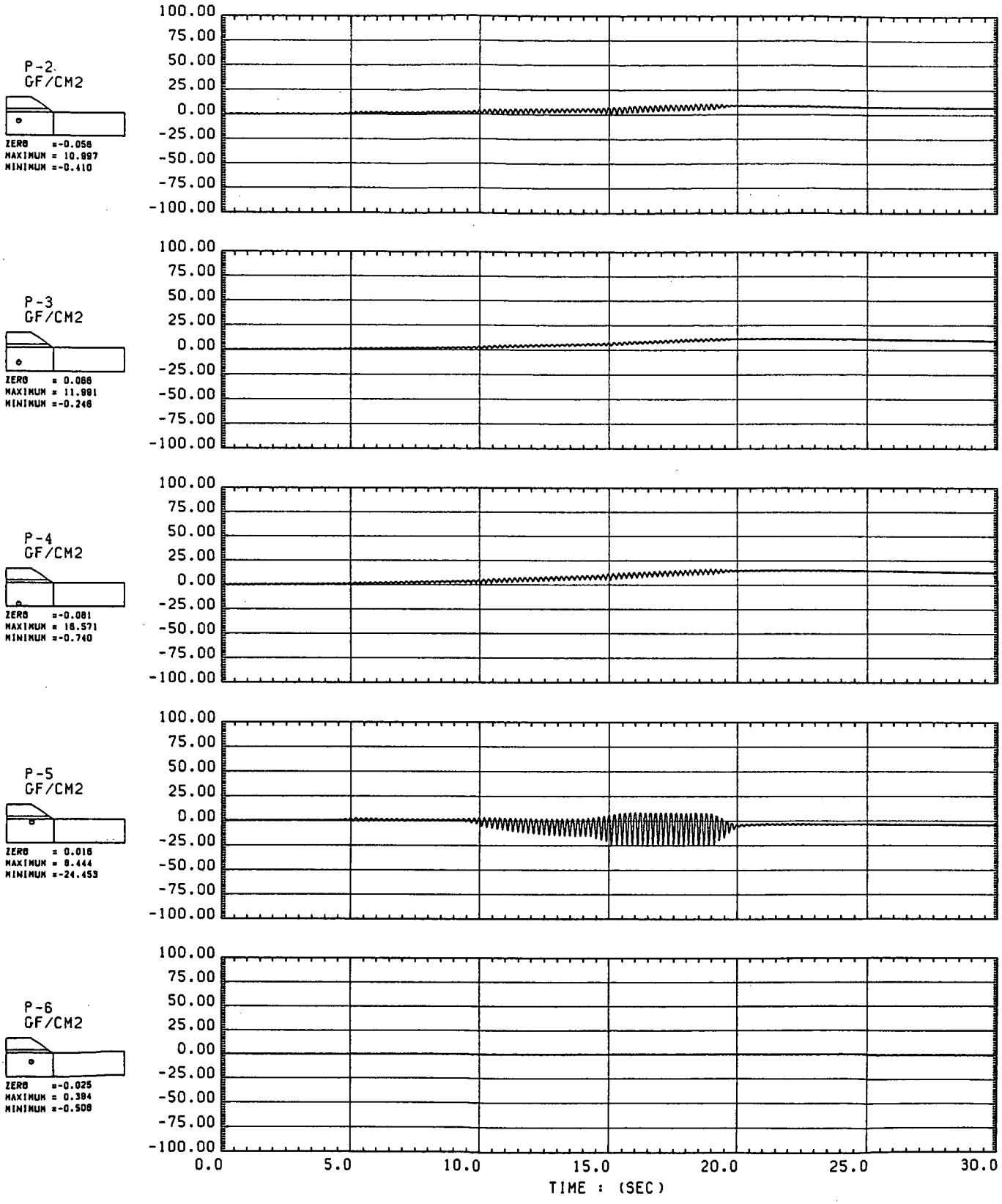
P-1
GF/CM2



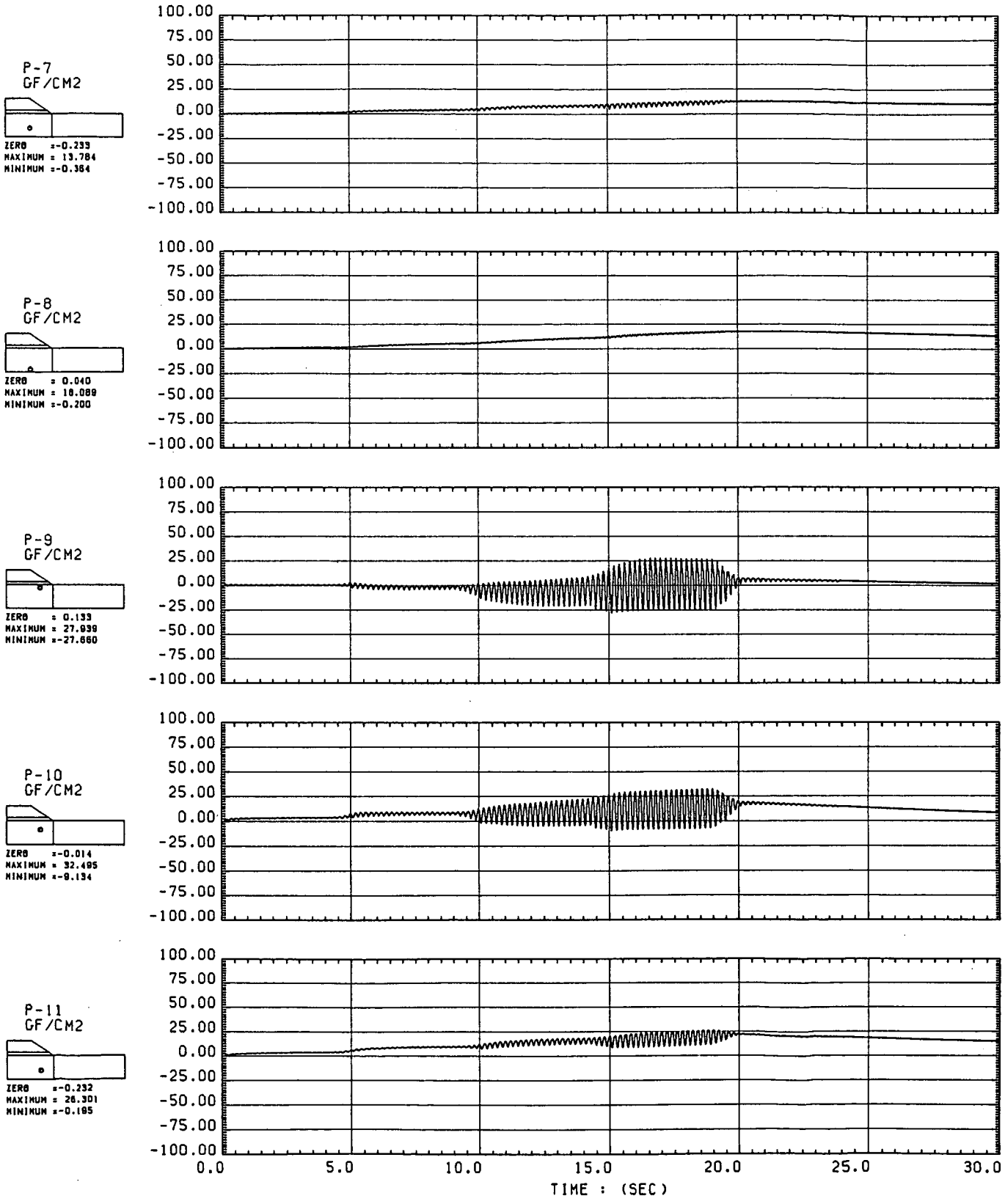
ZERO =-0.040
MAXIMUM = 11.210
MINIMUM =-12.297



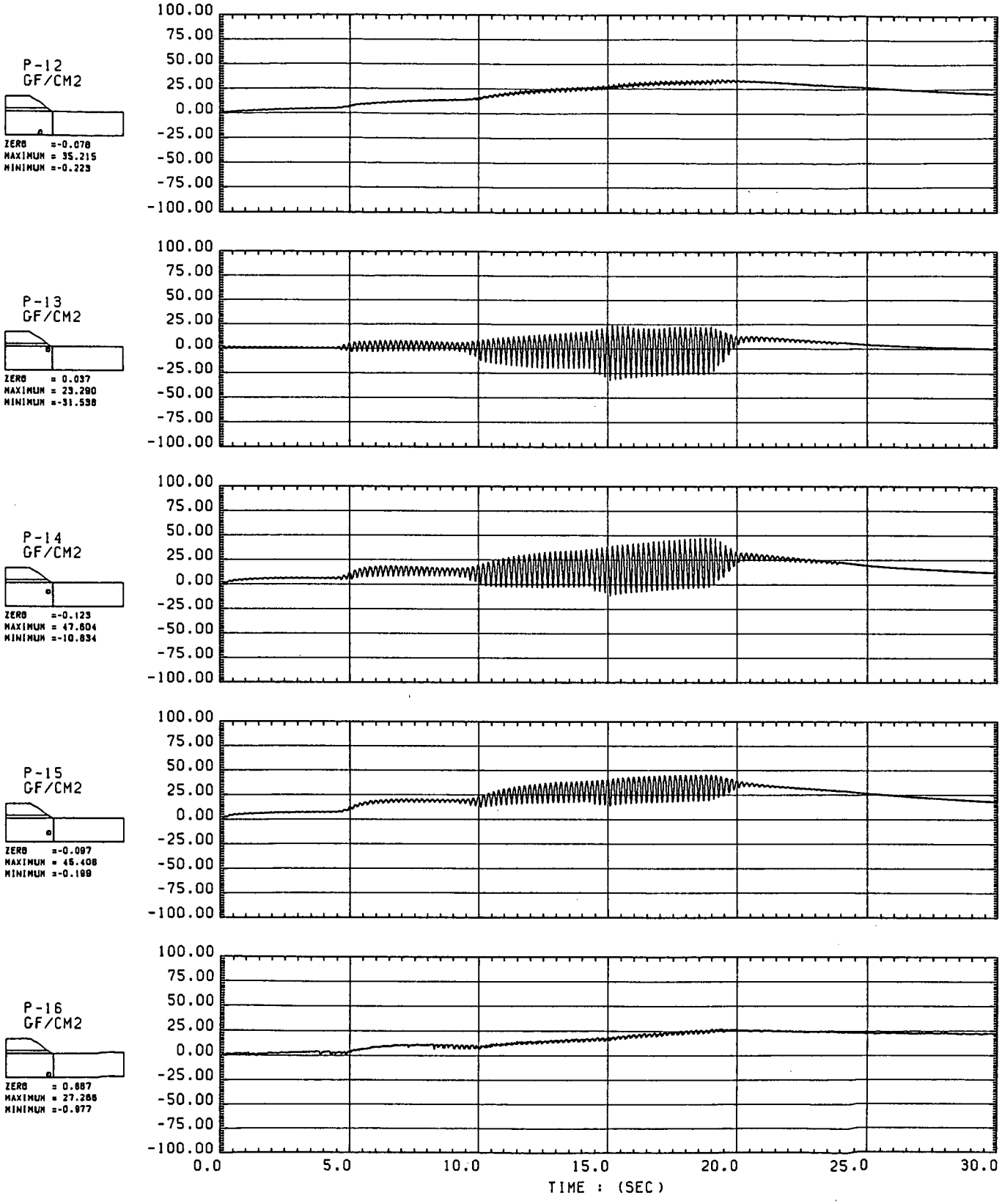
CASE5-1 STEP2 (300GAL/5HZ)



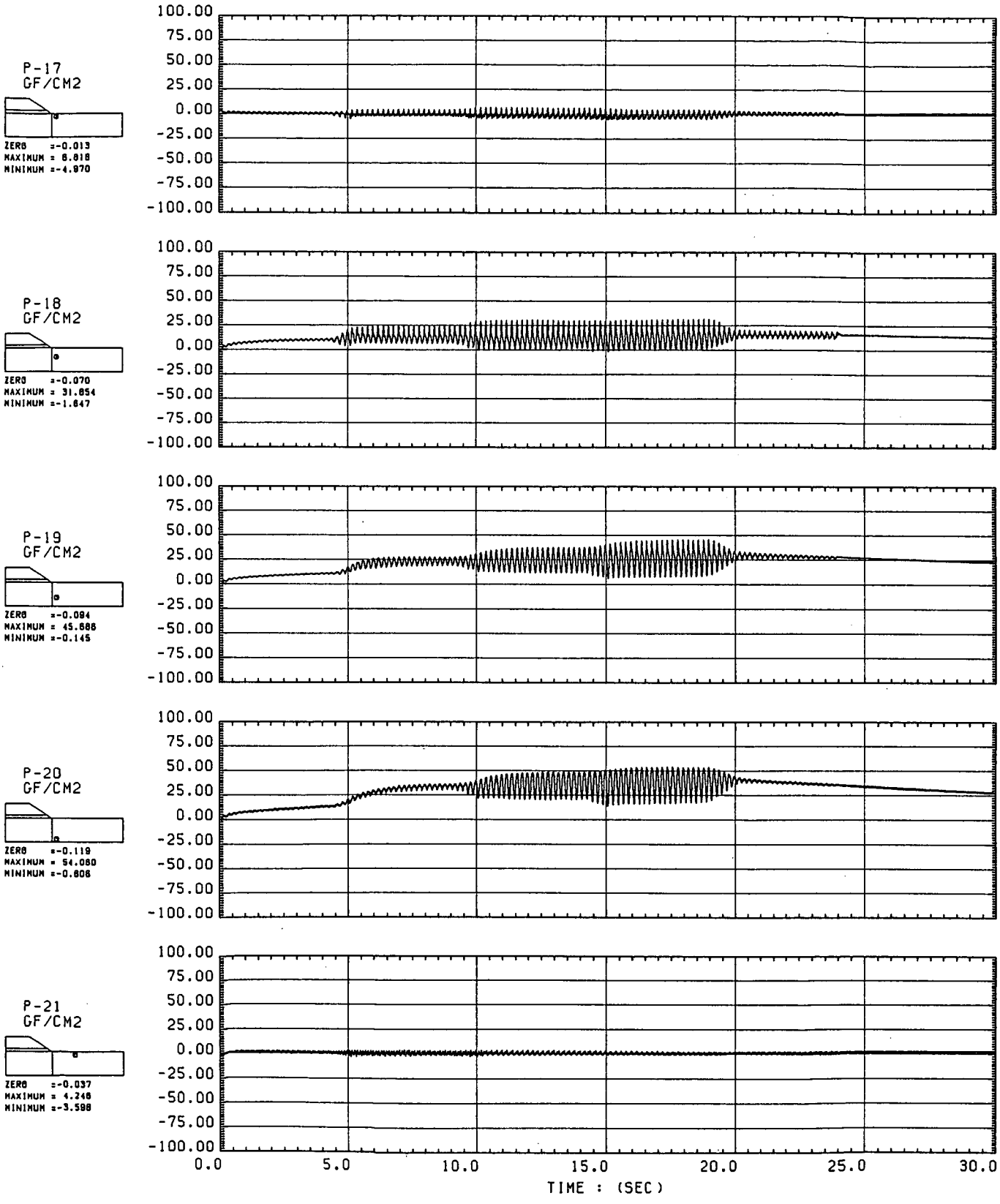
CASE5-1 STEP2 (300GAL/5HZ)



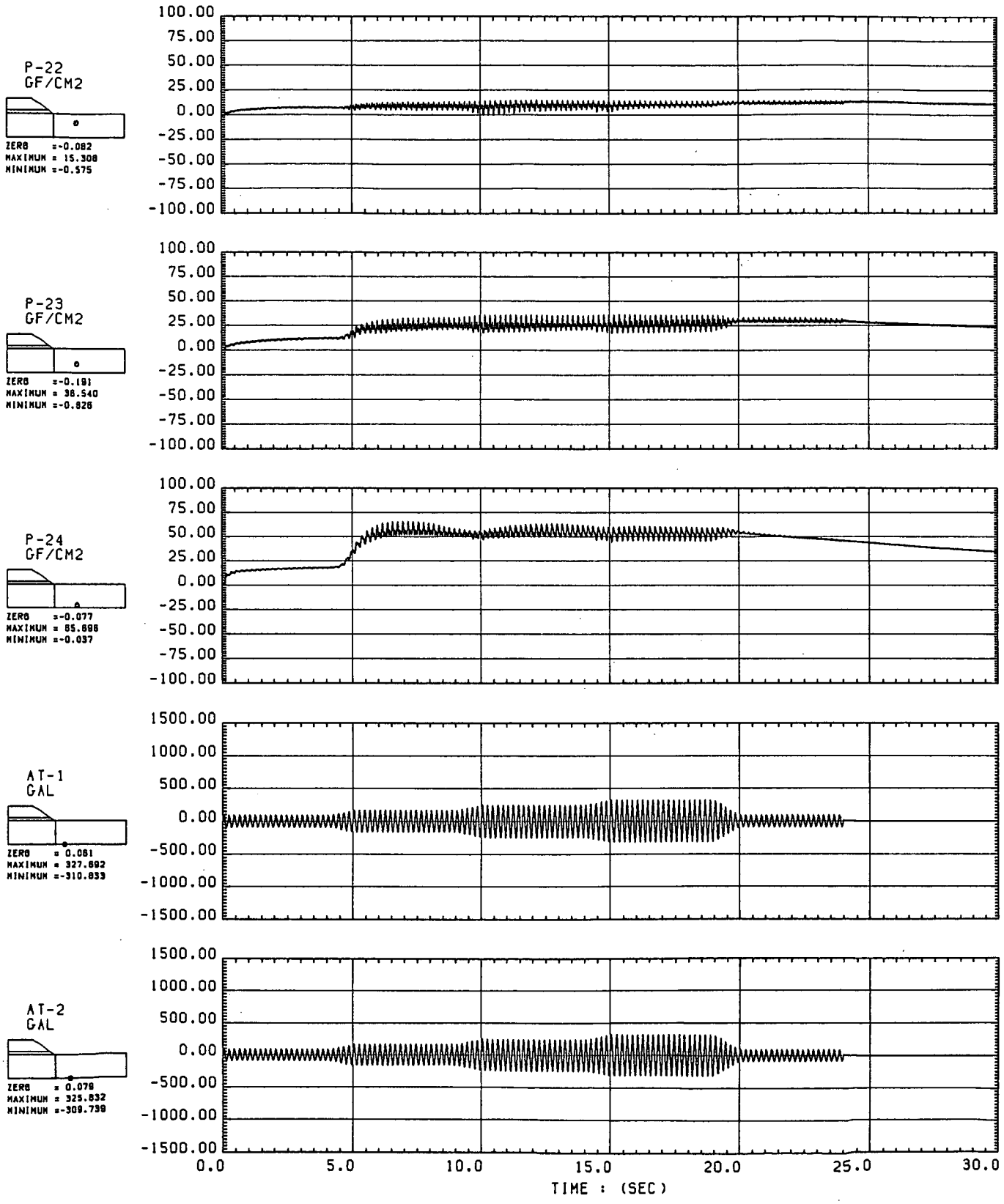
CASE5-1 STEP2 (300GAL/5HZ)



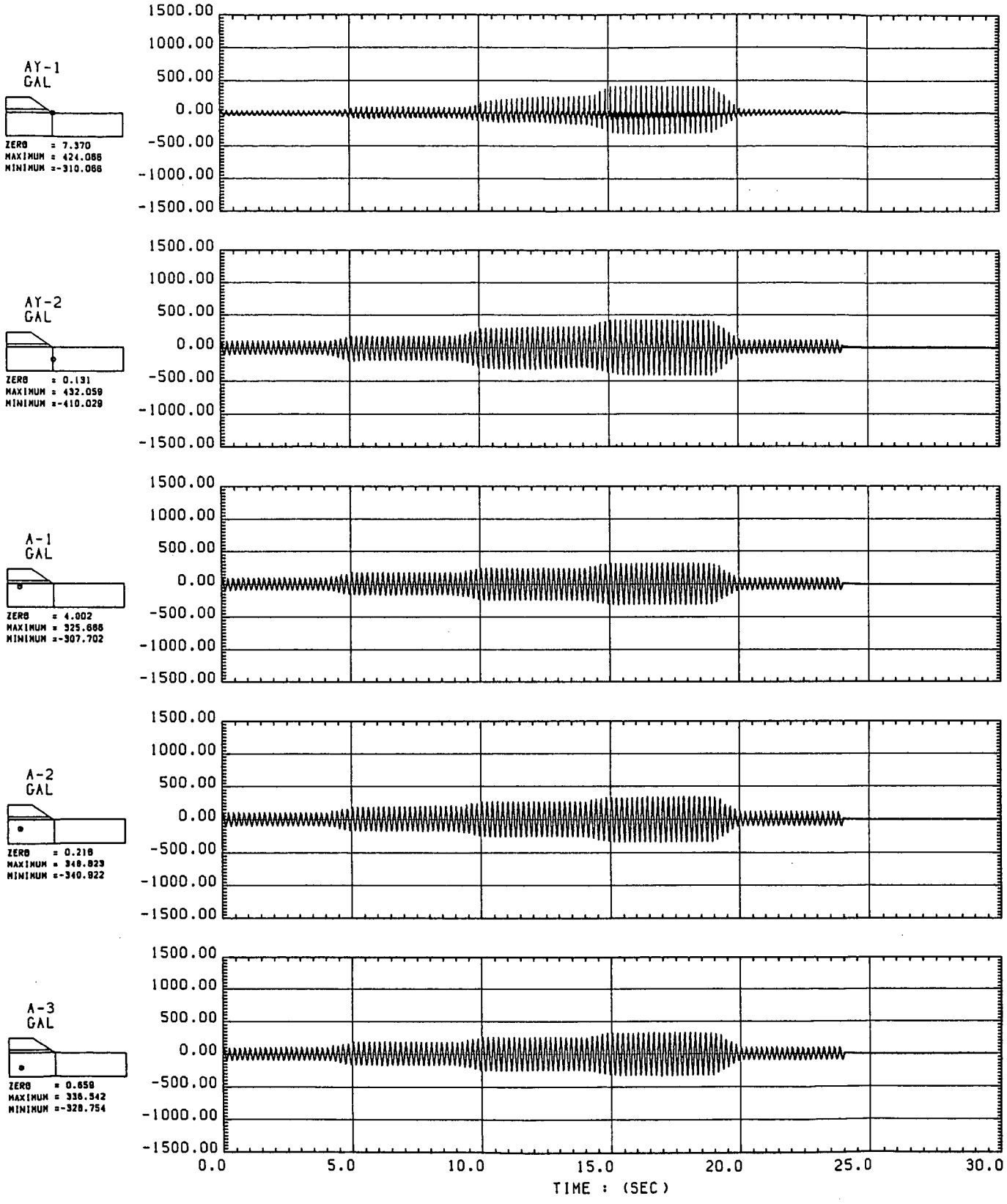
CASE5-1 STEP2 (300GAL/5HZ)



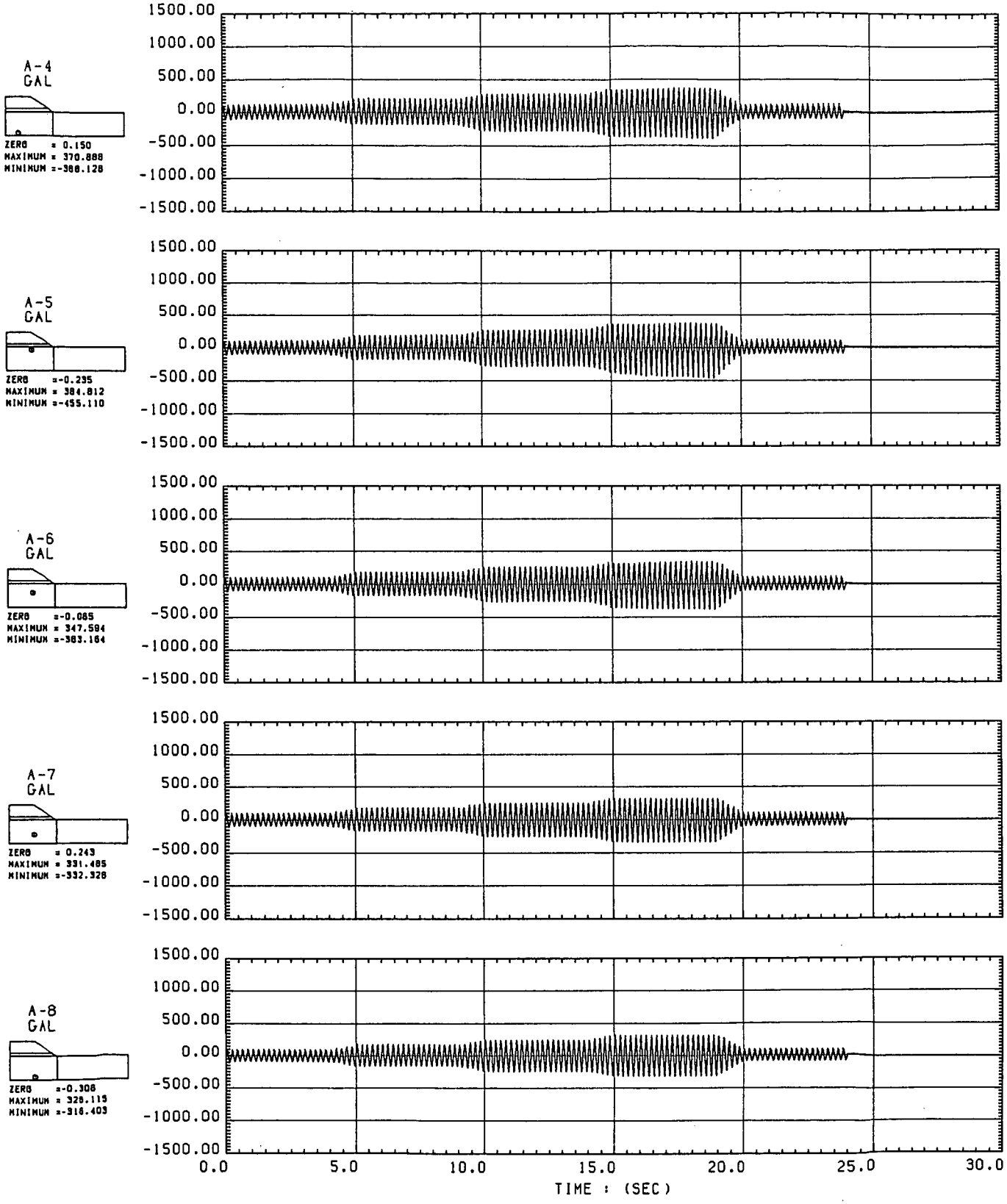
CASE5-1 STEP2 (300GAL/5HZ)



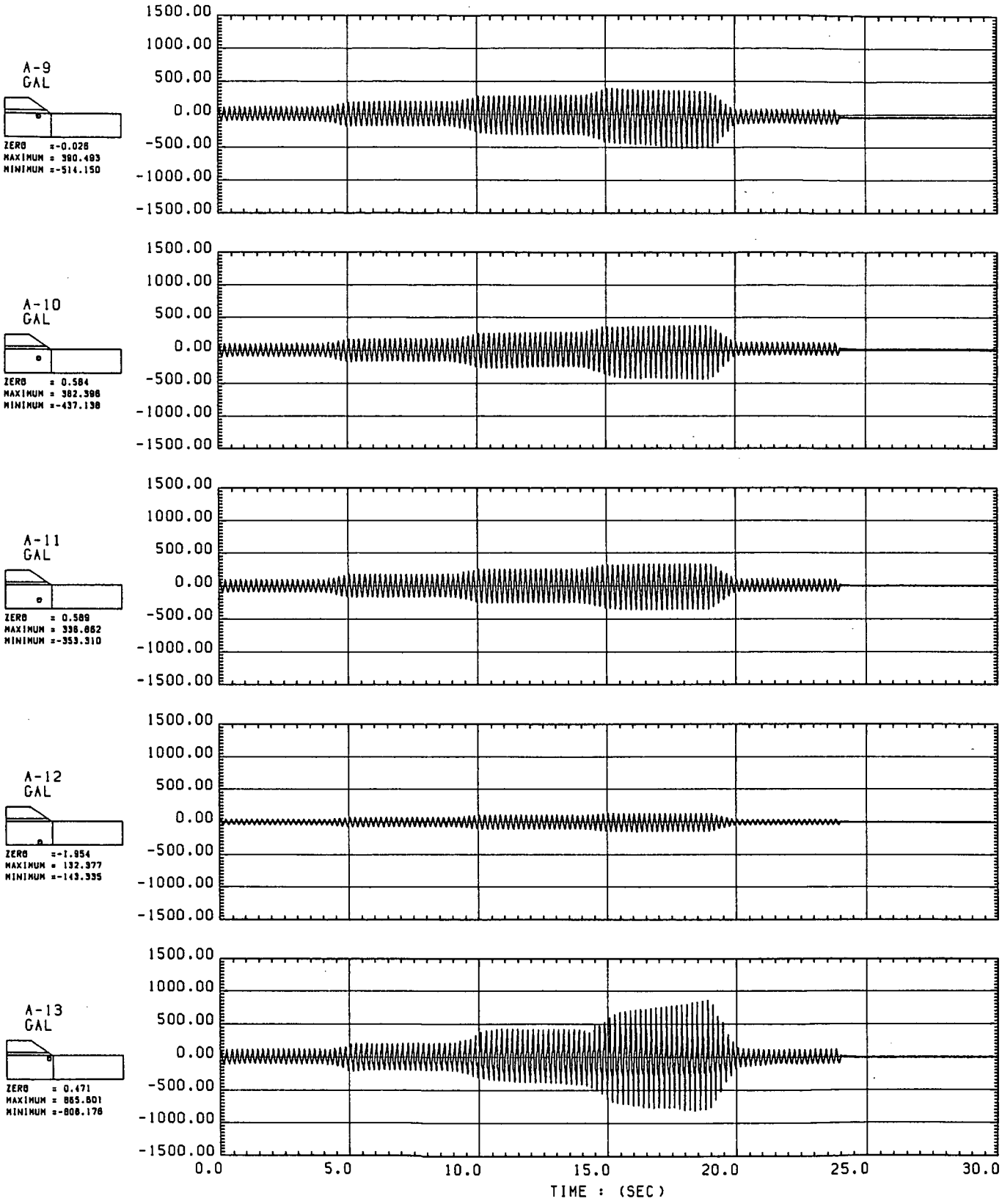
CASE5-1 STEP2 (300GAL/5HZ)



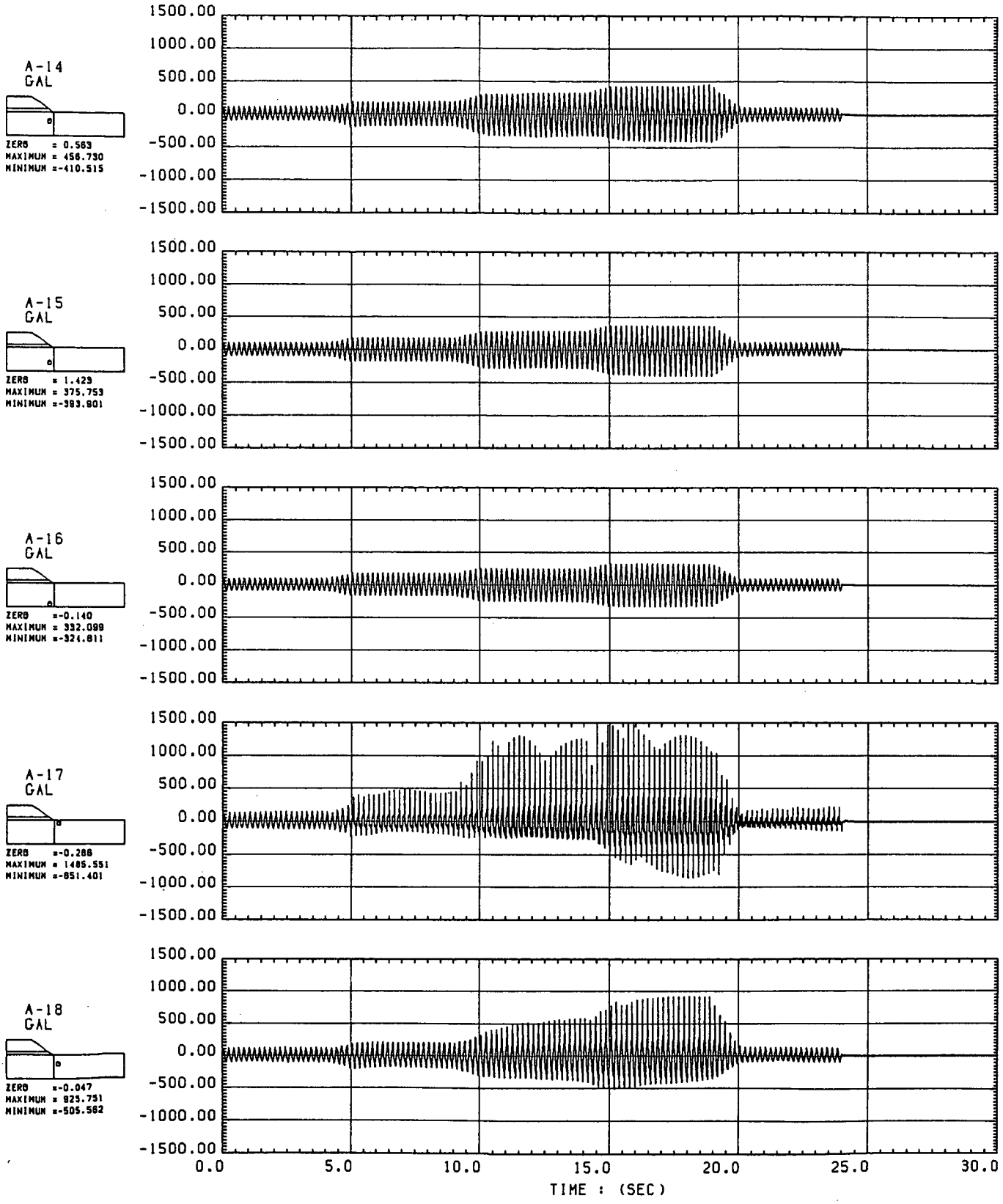
CASE5-1 STEP2 (300GAL/5HZ)



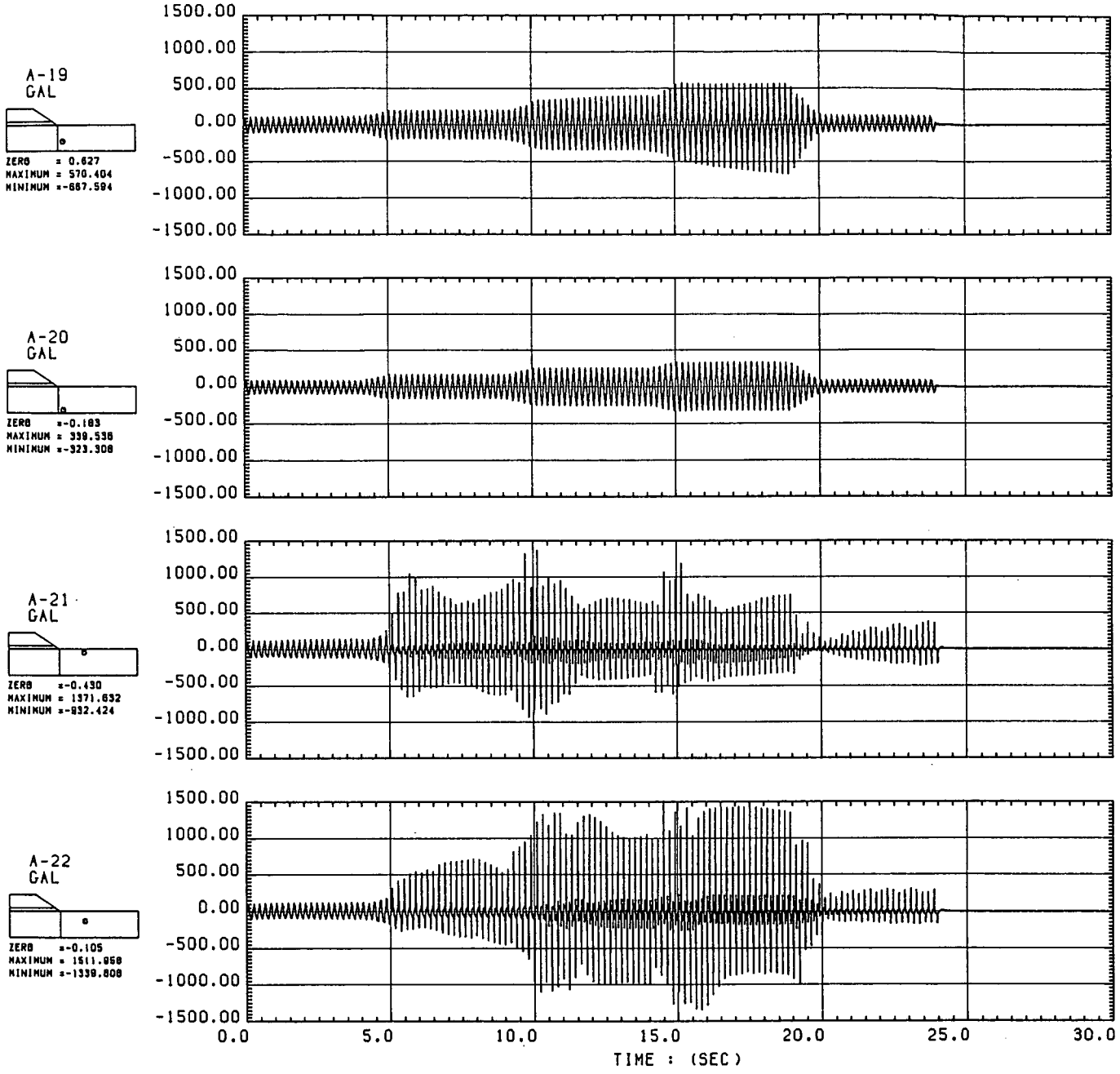
CASE5-1 STEP2 (300GAL/5HZ)



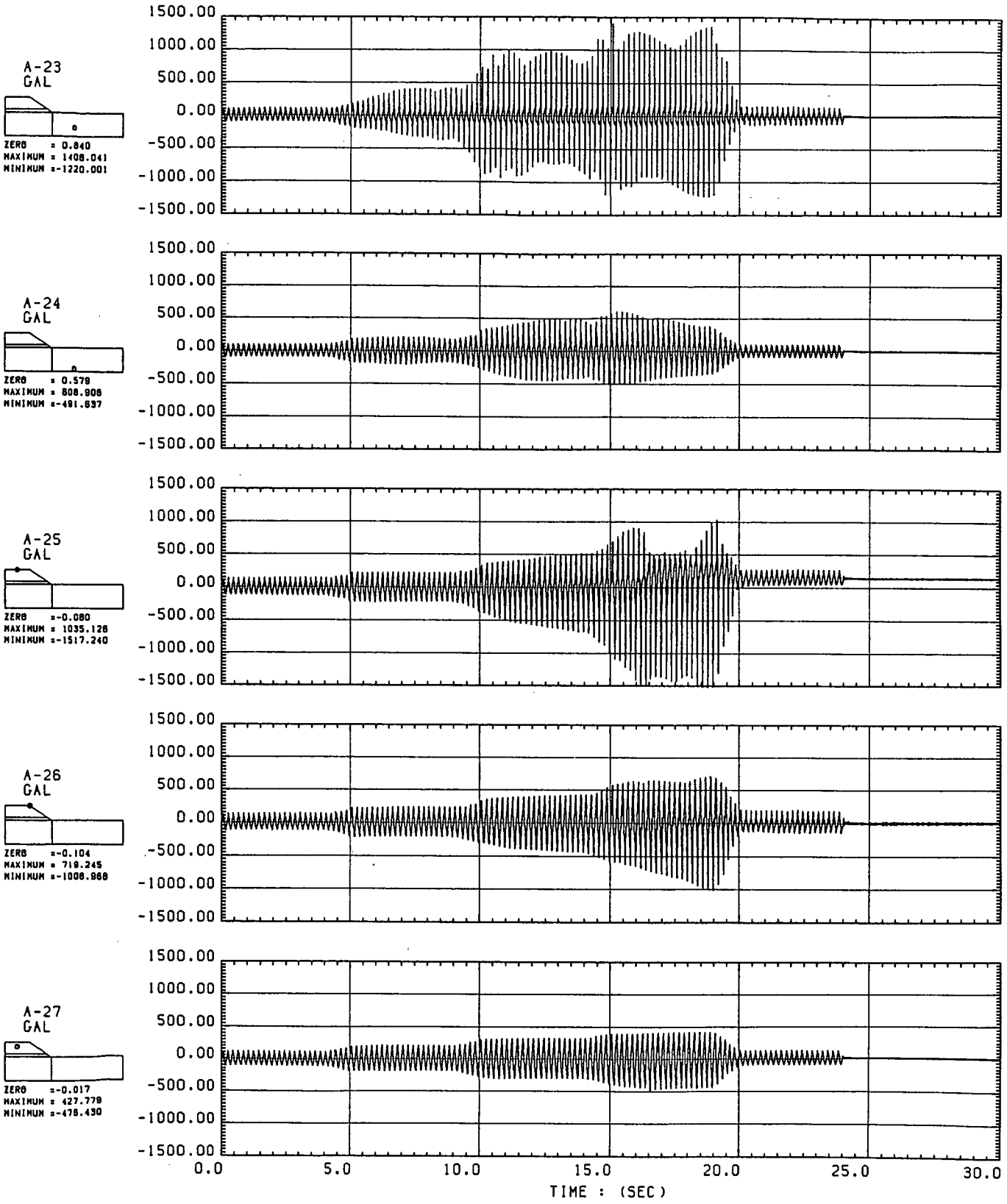
CASE5-1 STEP2 (300GAL/5HZ)



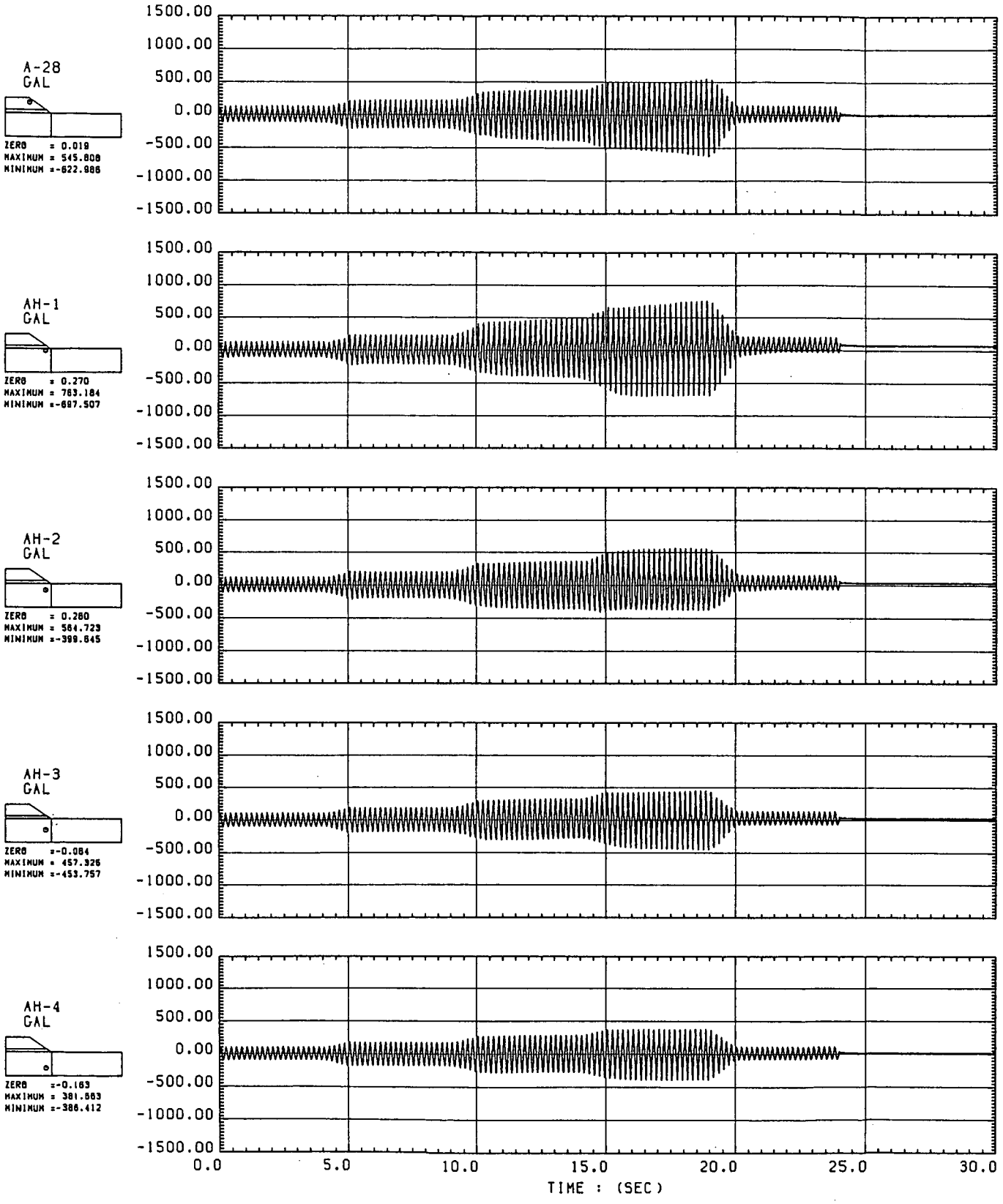
CASE5-1 STEP2 (300GAL/5HZ)



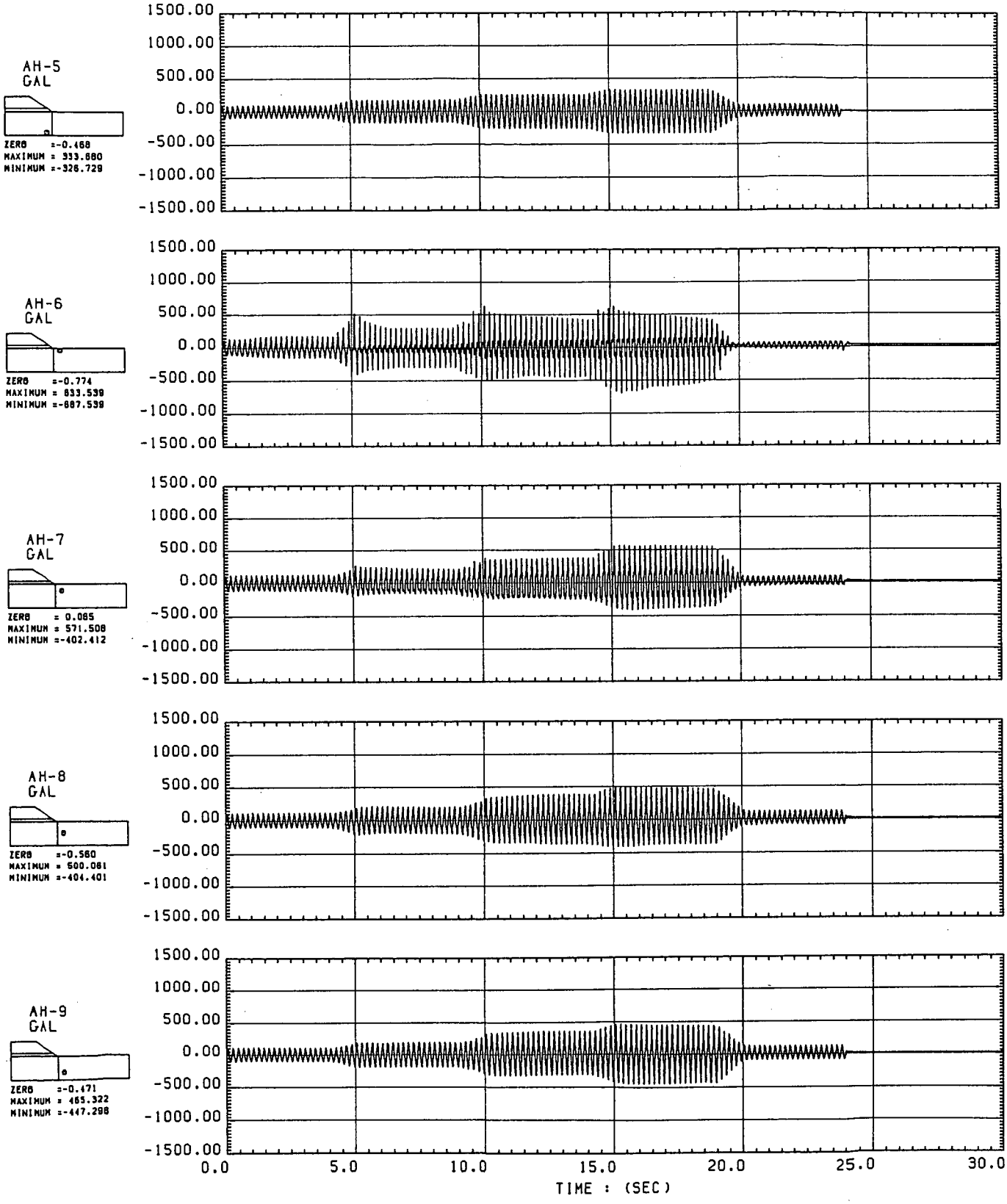
CASE5-2 STEP2 (300GAL/5HZ)



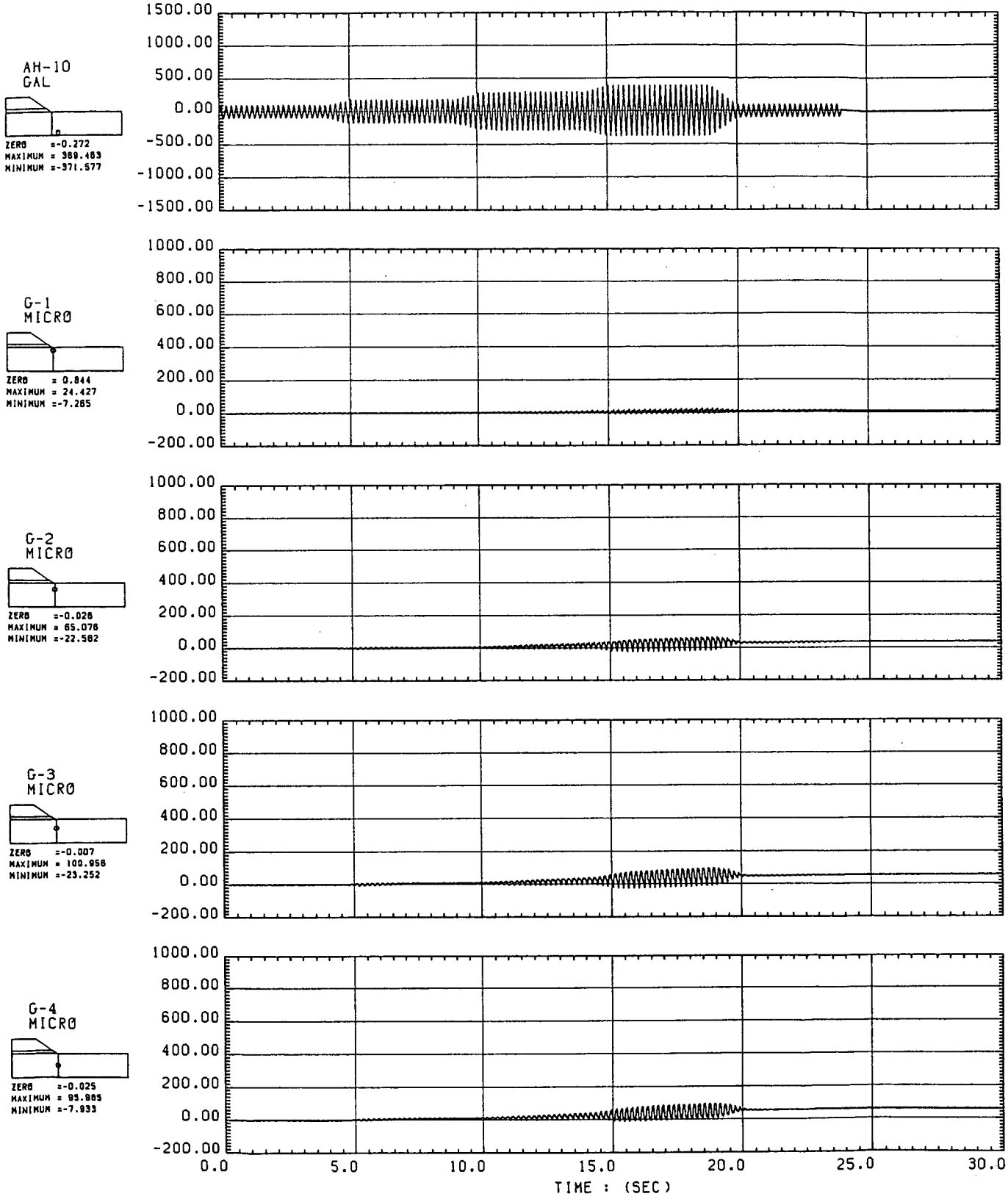
CASE5-2 STEP2 (300GAL/5HZ)



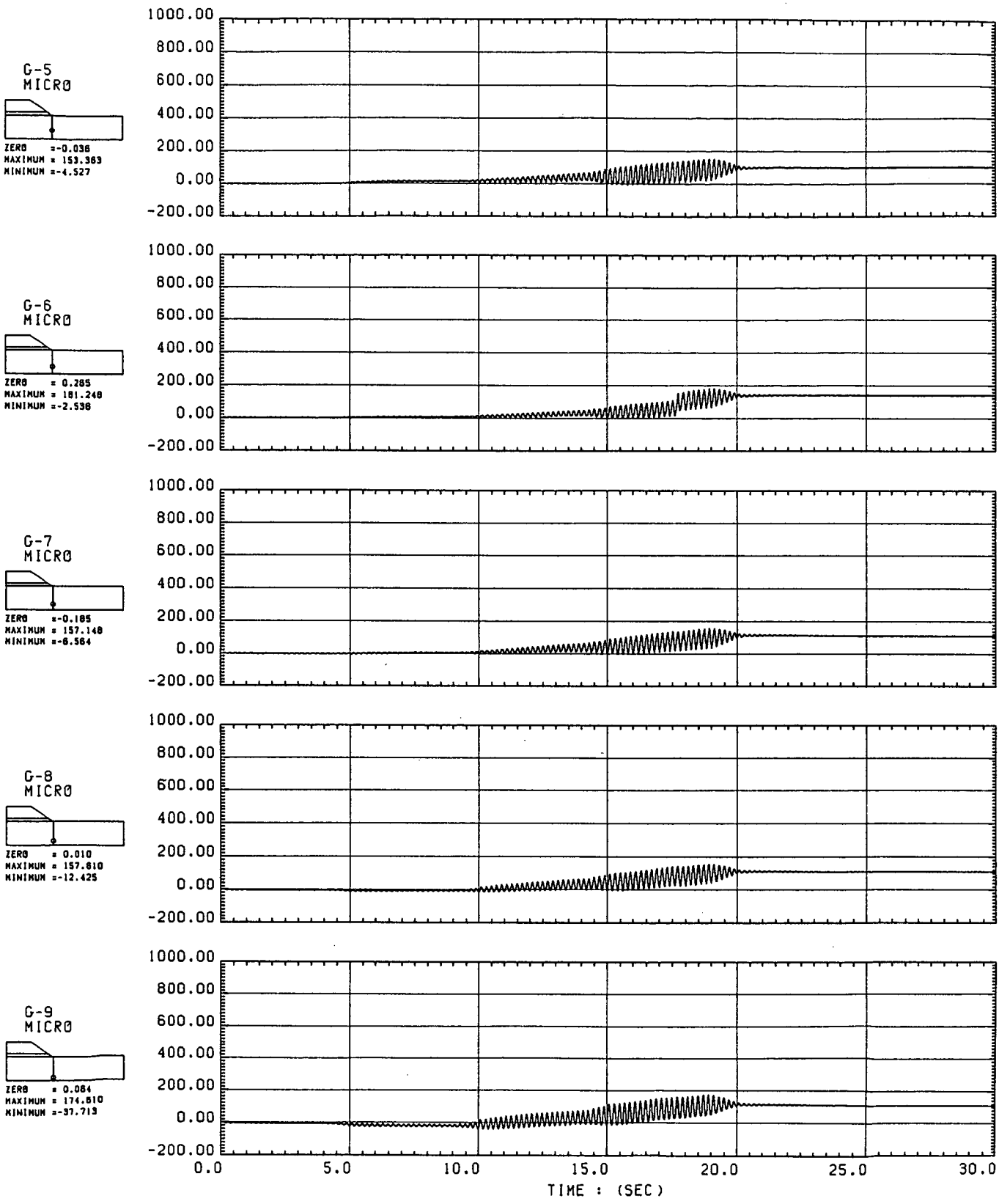
CASE5-2 STEP2 (300GAL/5HZ)



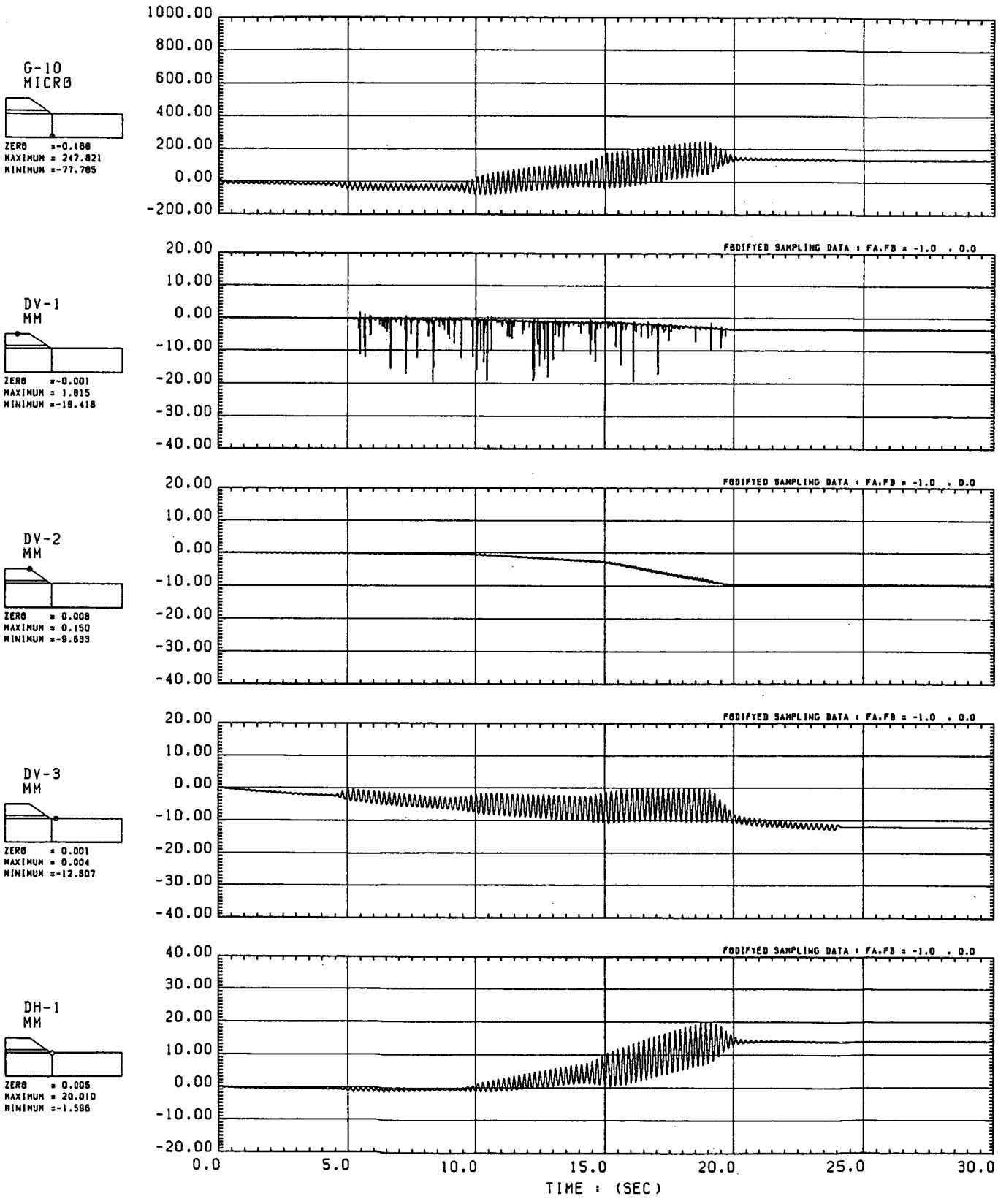
CASE5-2 STEP2 (300GAL/5HZ)



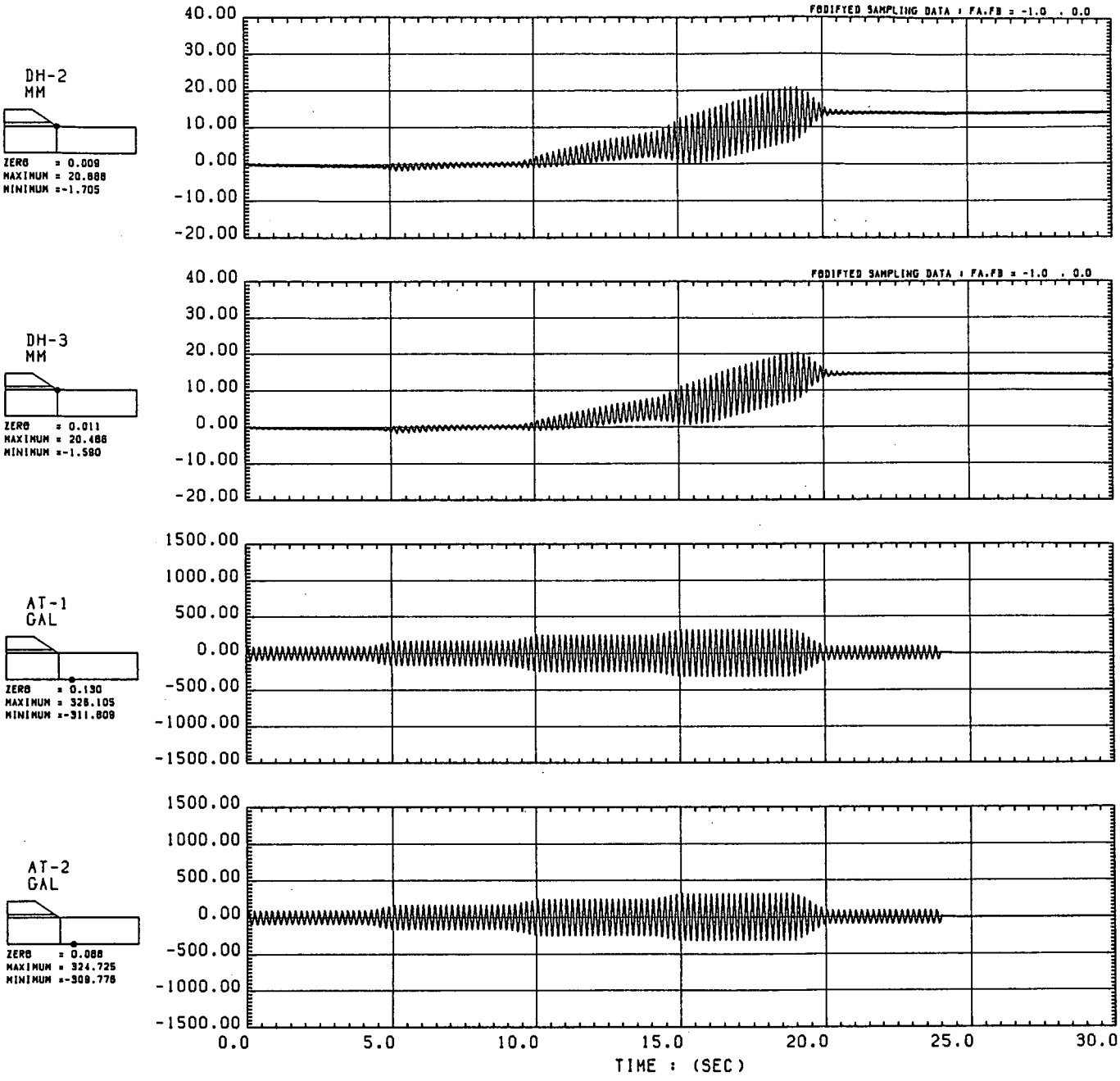
CASES-2 STEP2 (300GAL/5HZ)



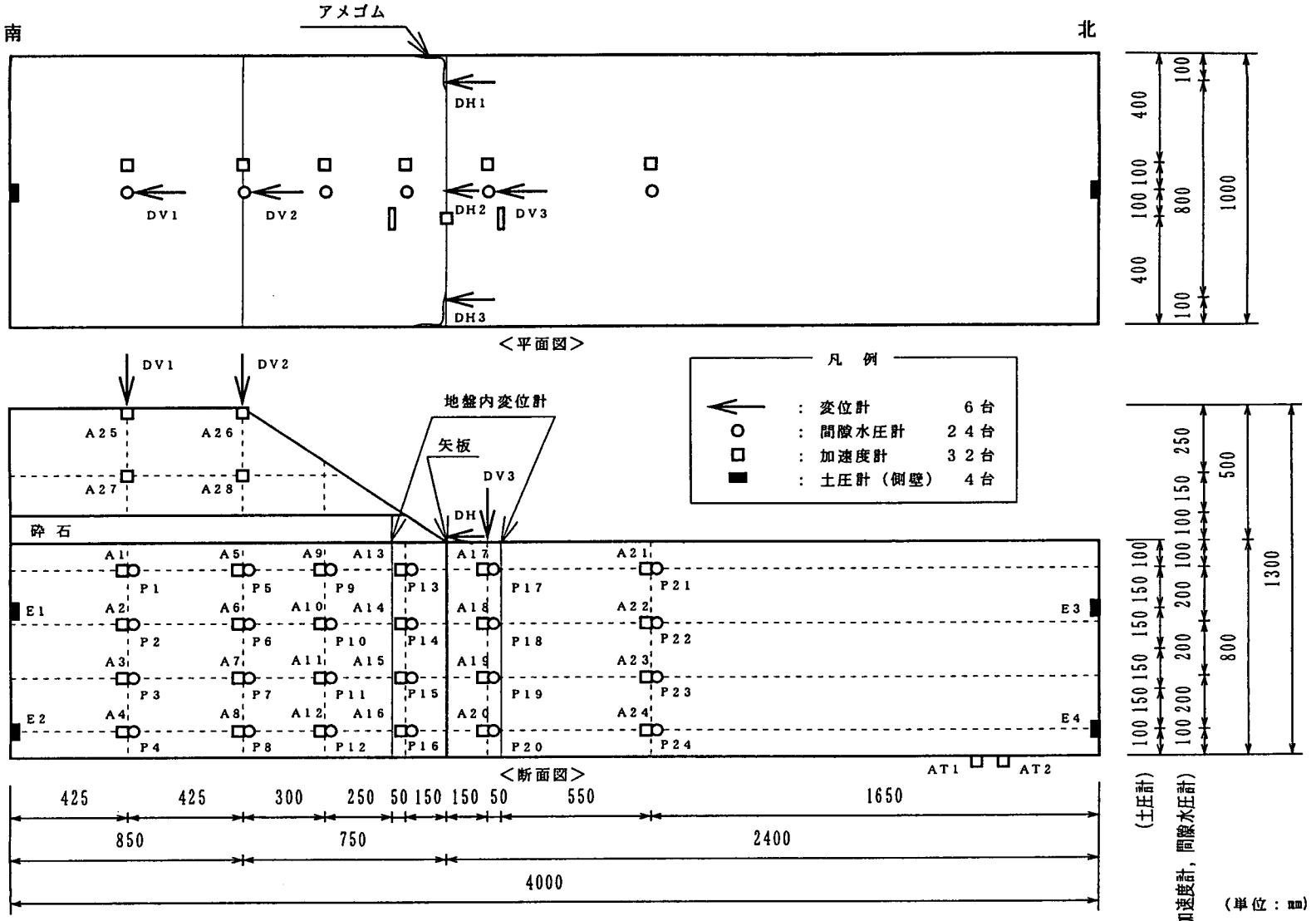
CASE5-2 STEP2 (300GAL/5HZ)



CASE5-2 STEP2 (300GAL/5HZ)

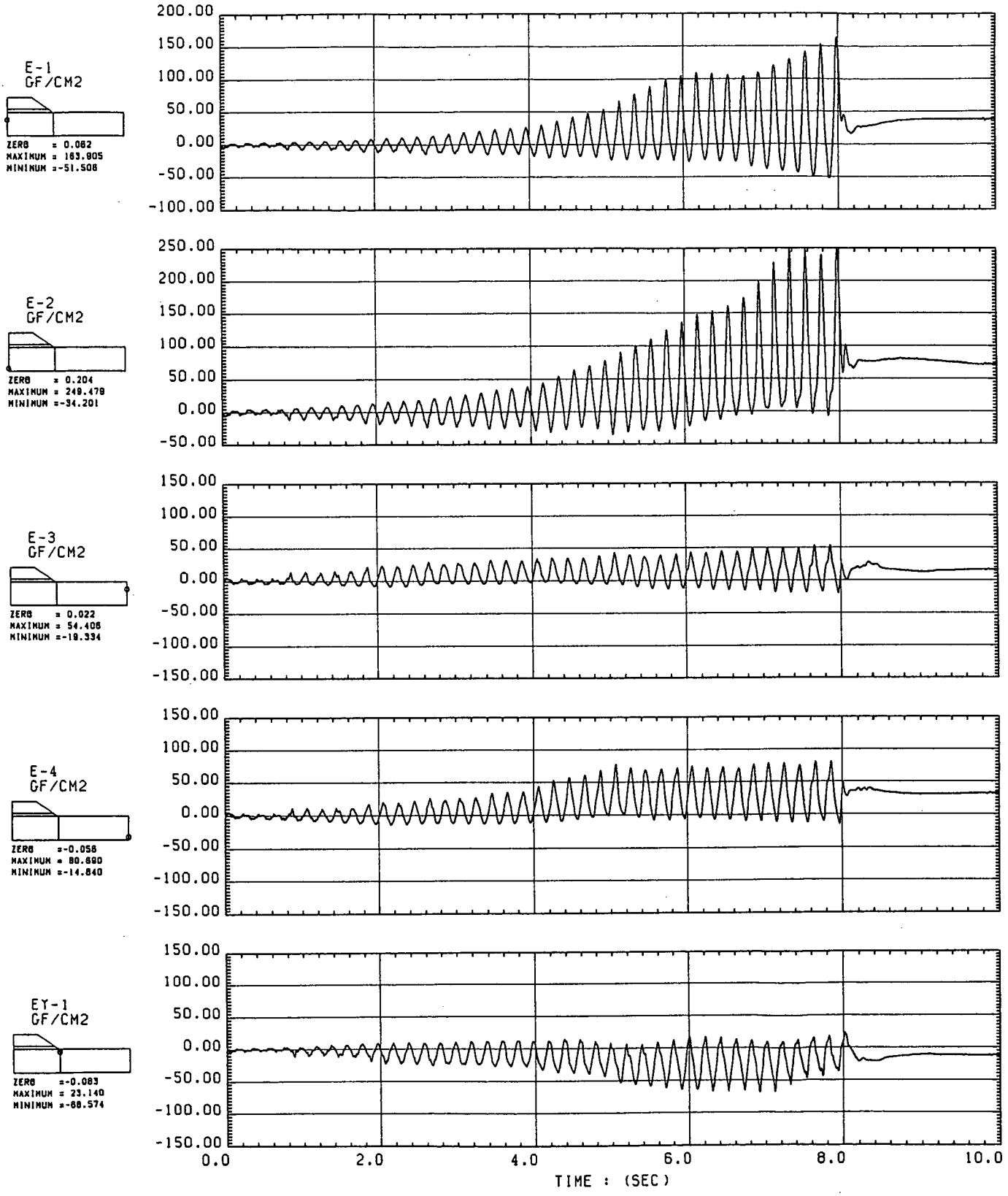


Case6

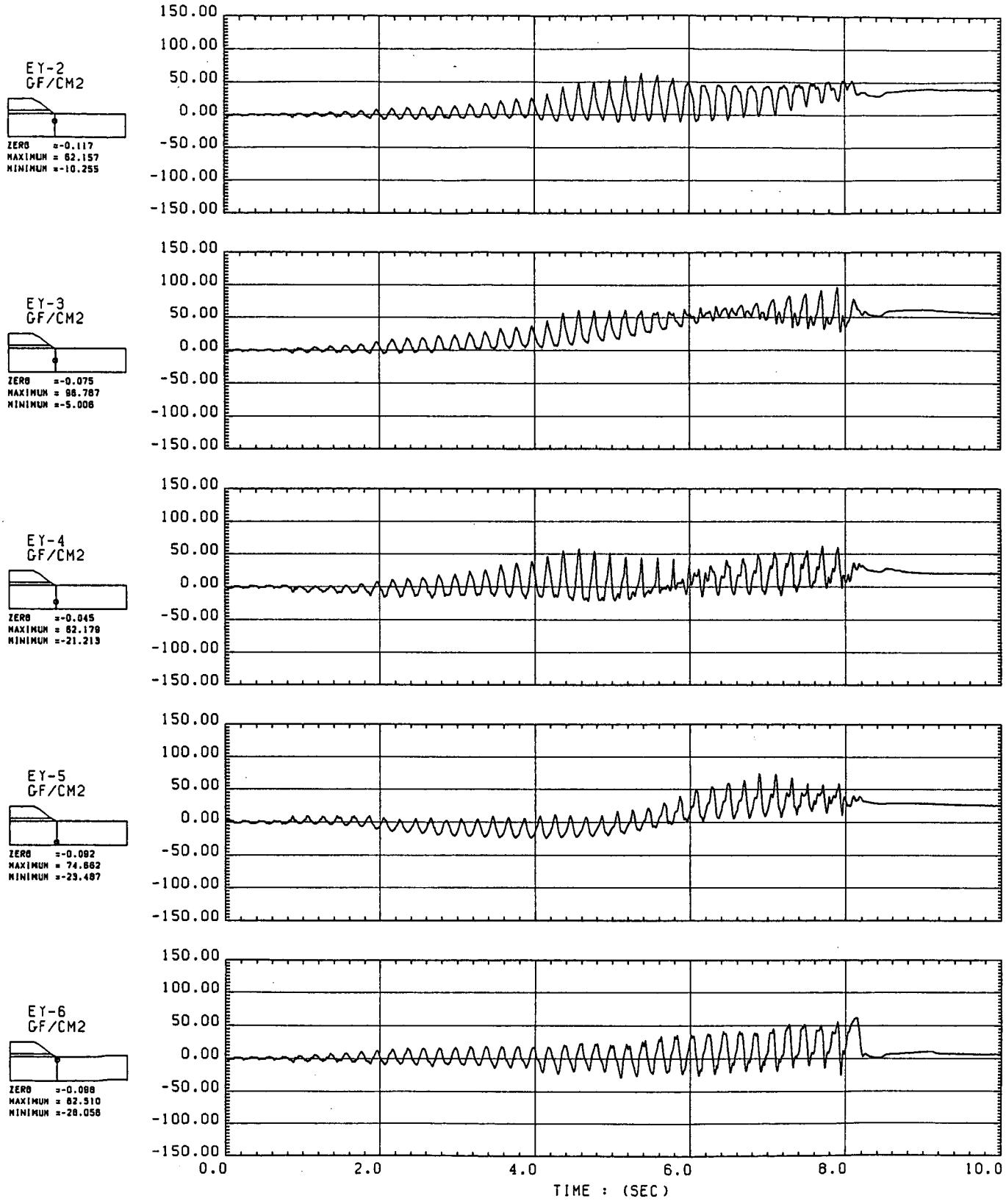


地盤の計測器設置位置

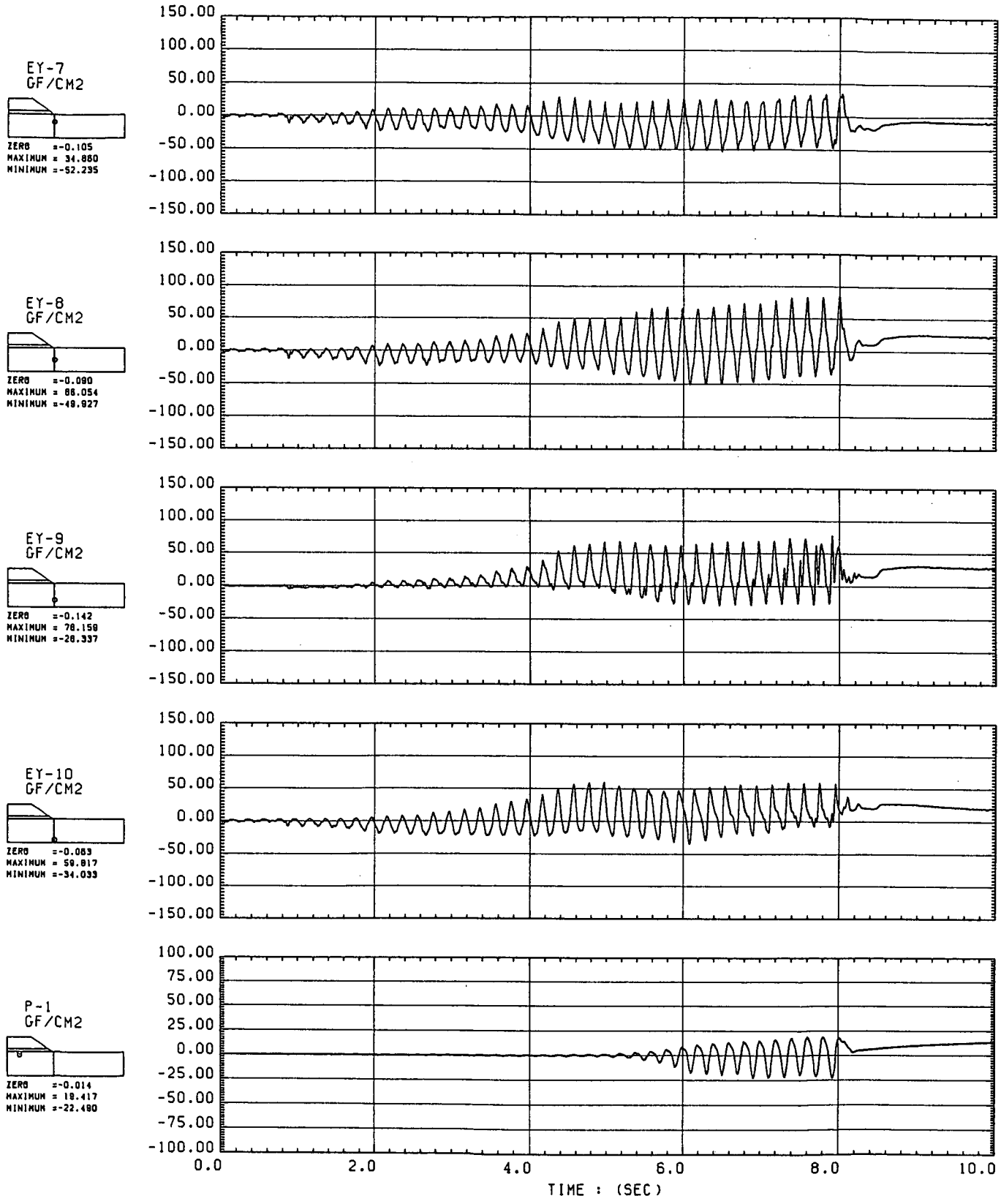
CASE6-1 STEP1 (400GAL/5HZ)



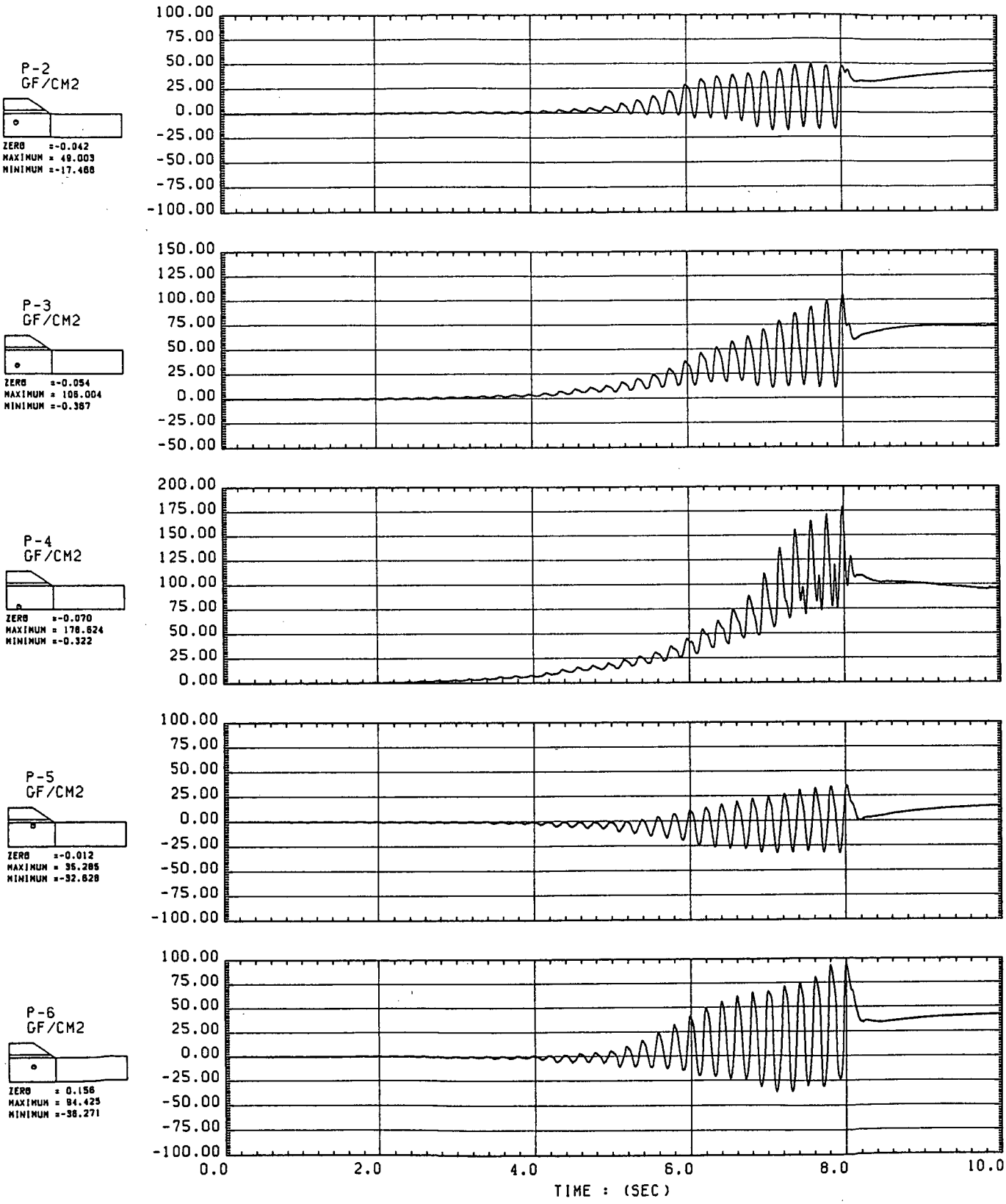
CASE6-1 STEP1 (400GAL/5HZ)



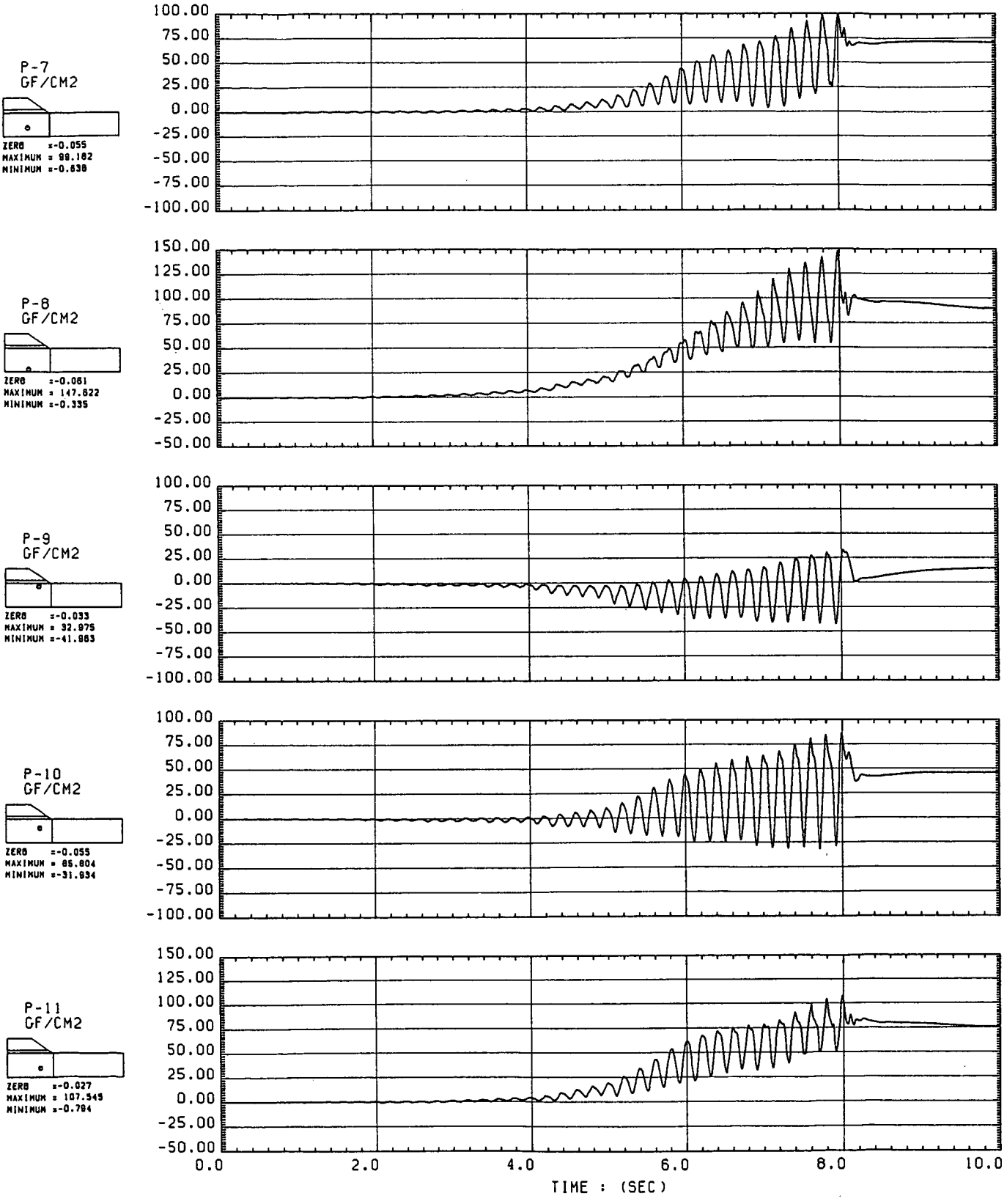
CASE6-1 STEP1 (400GAL/5HZ)



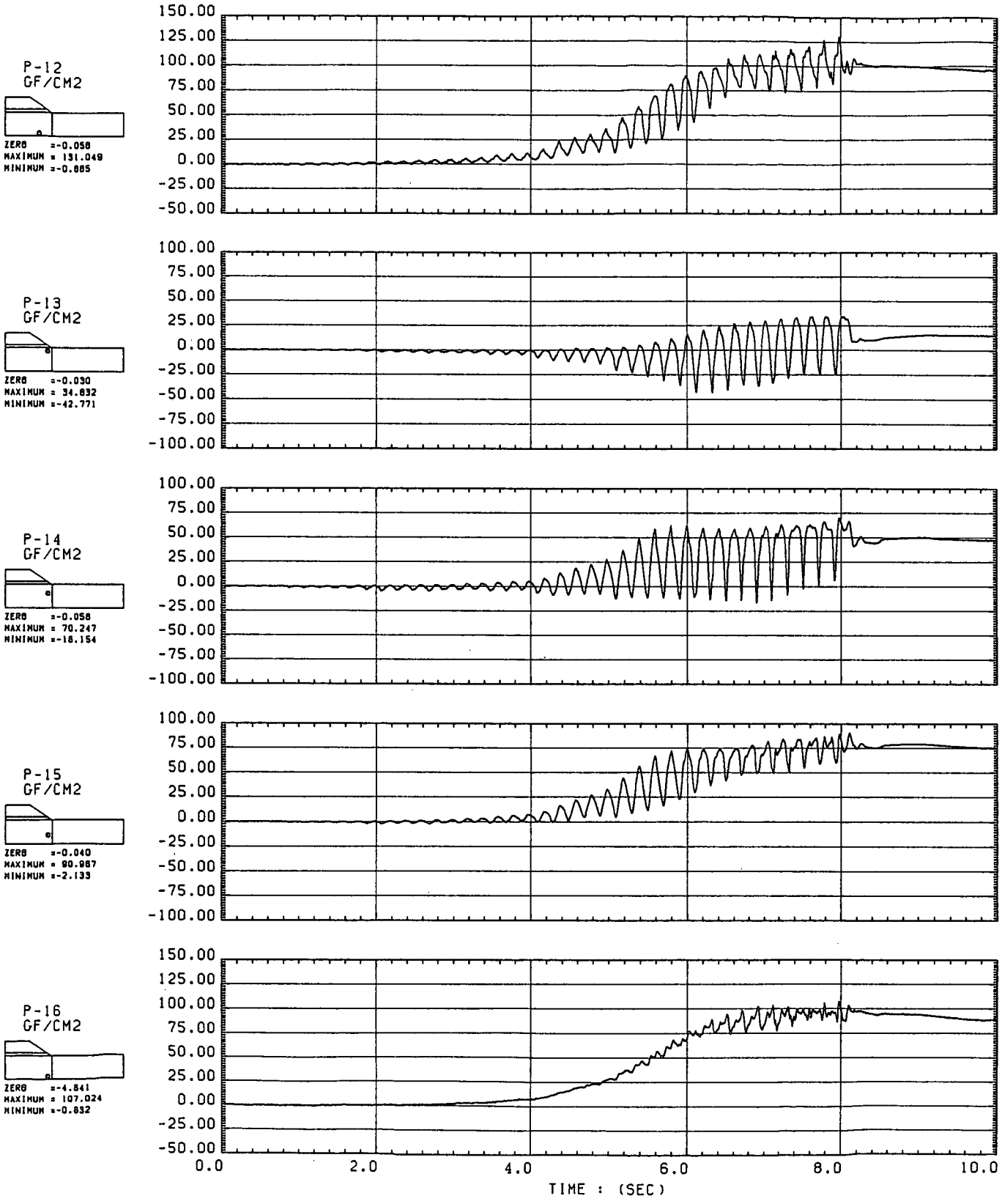
CASE6-1 STEP1 (400GAL/5HZ)



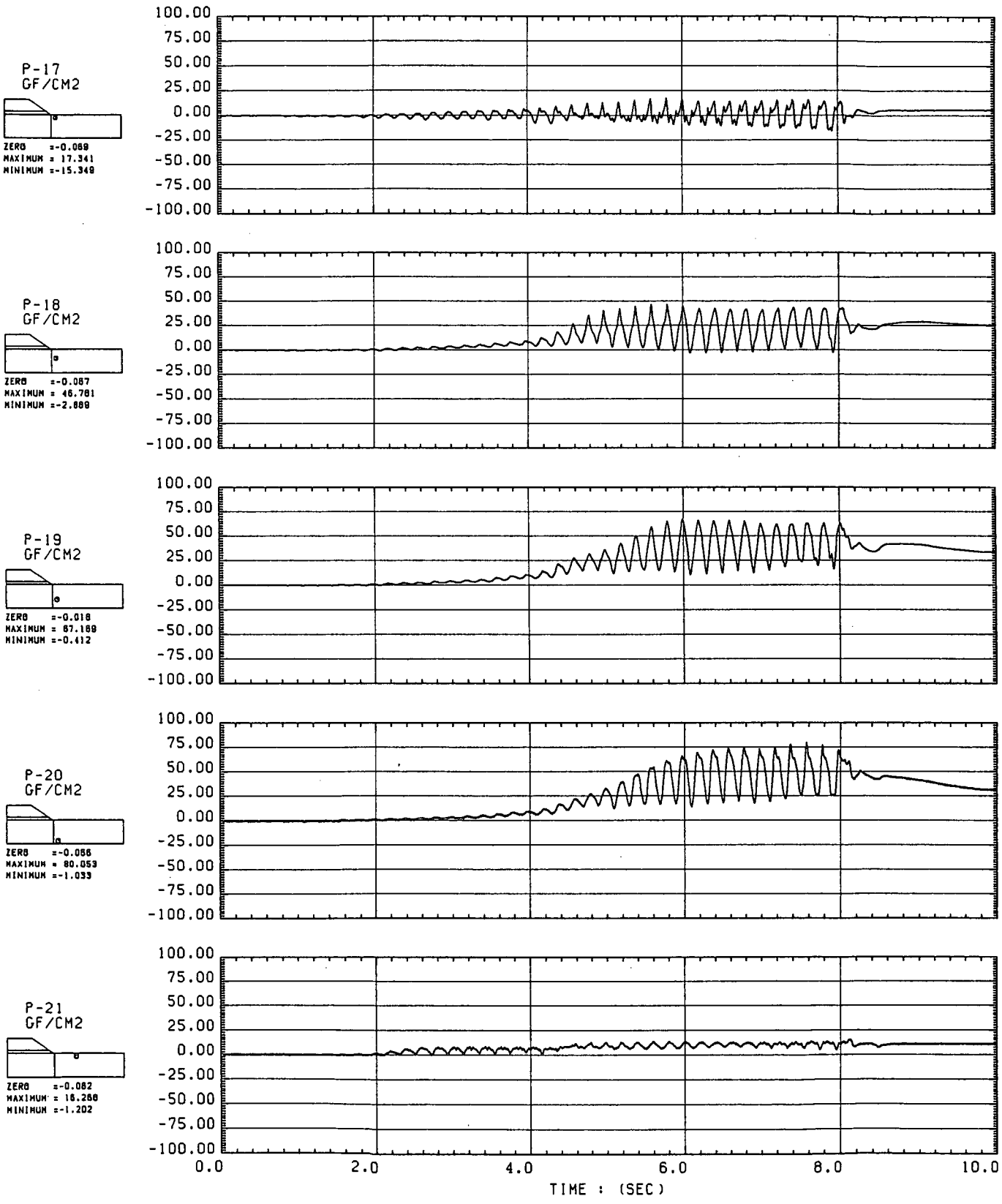
CASE6-1 STEP1 (400GAL/SHZ)



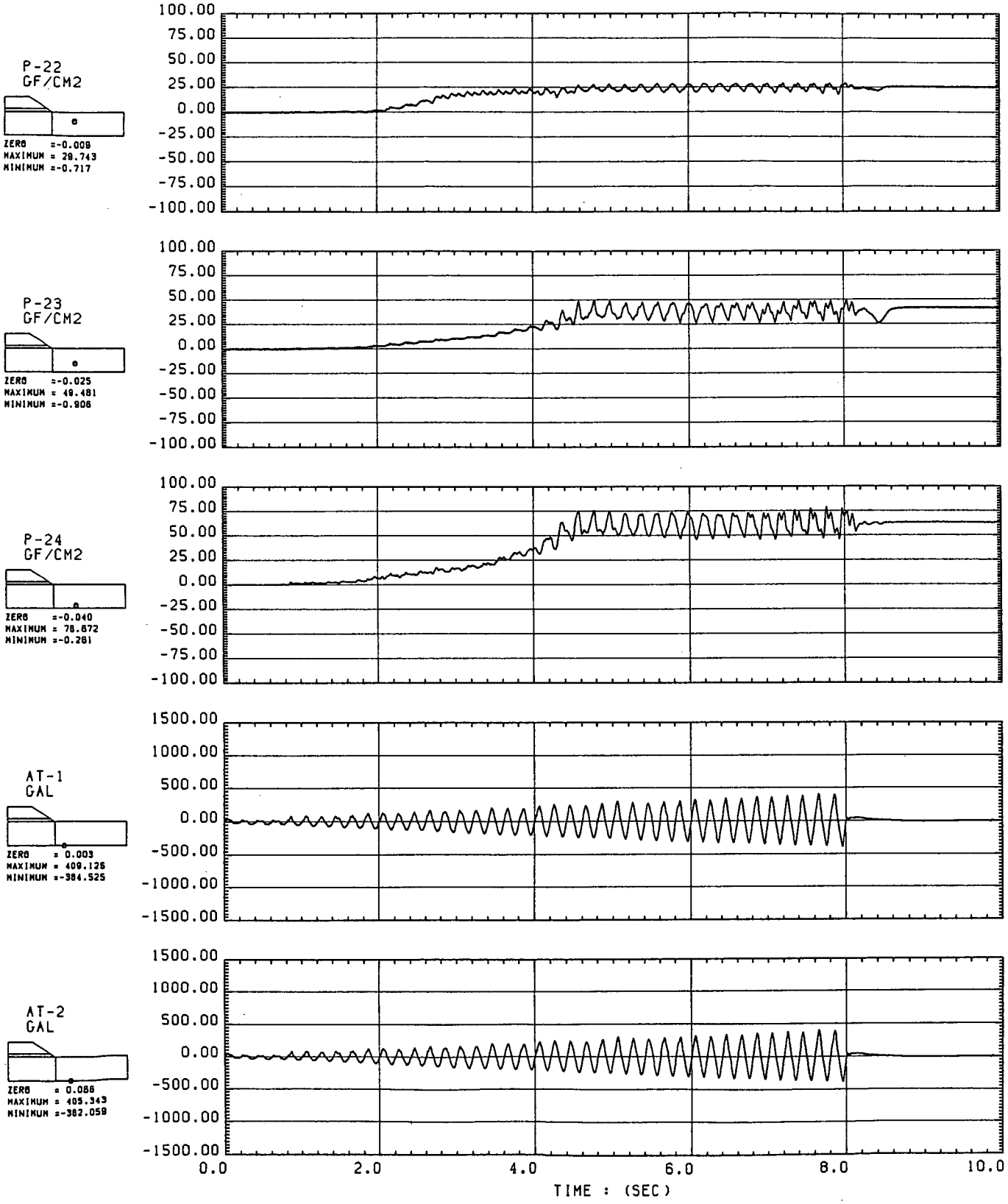
CASE6-1 STEP1 (400GAL/5HZ)



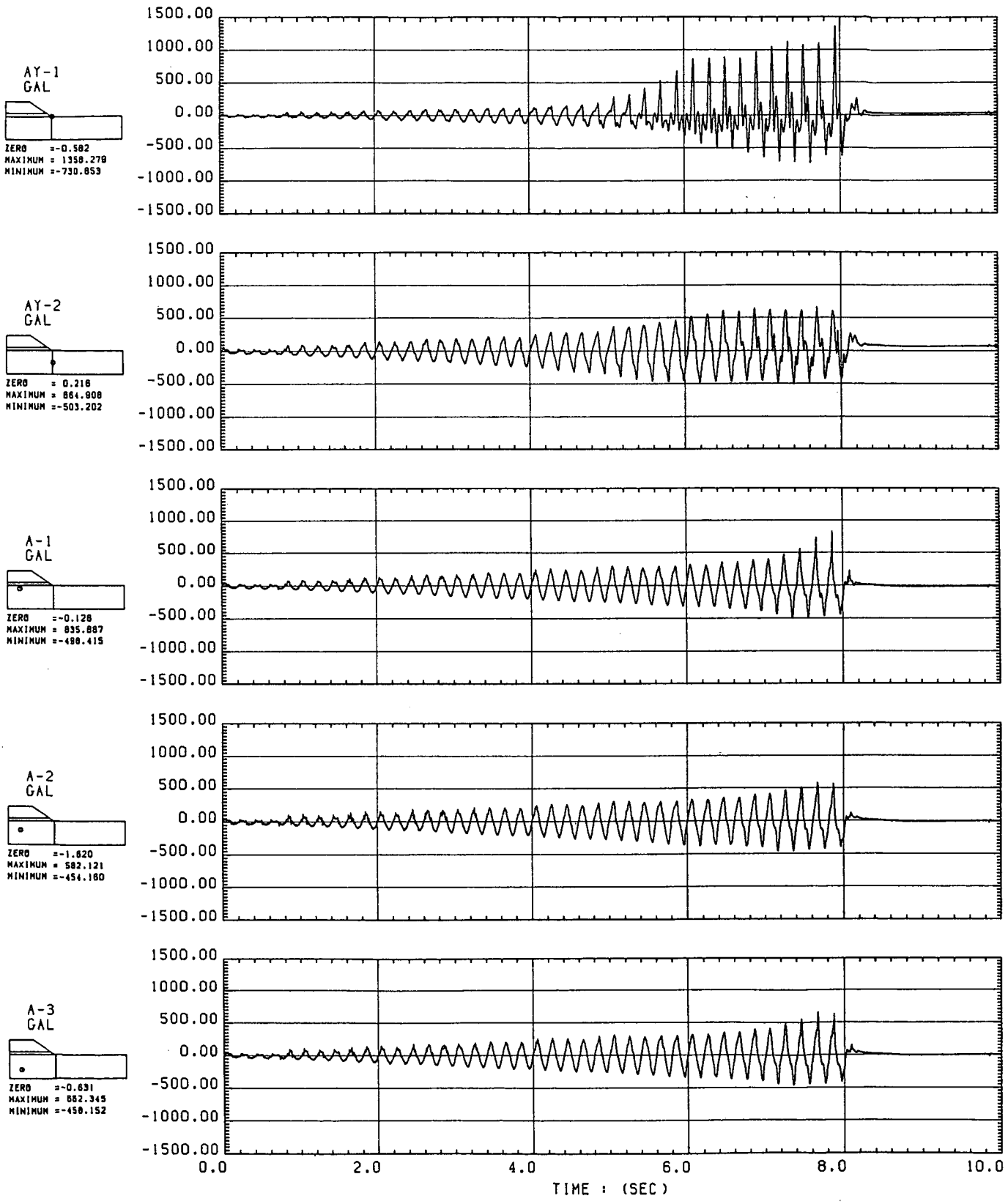
CASE6-1 STEP1 (400GAL/5HZ)



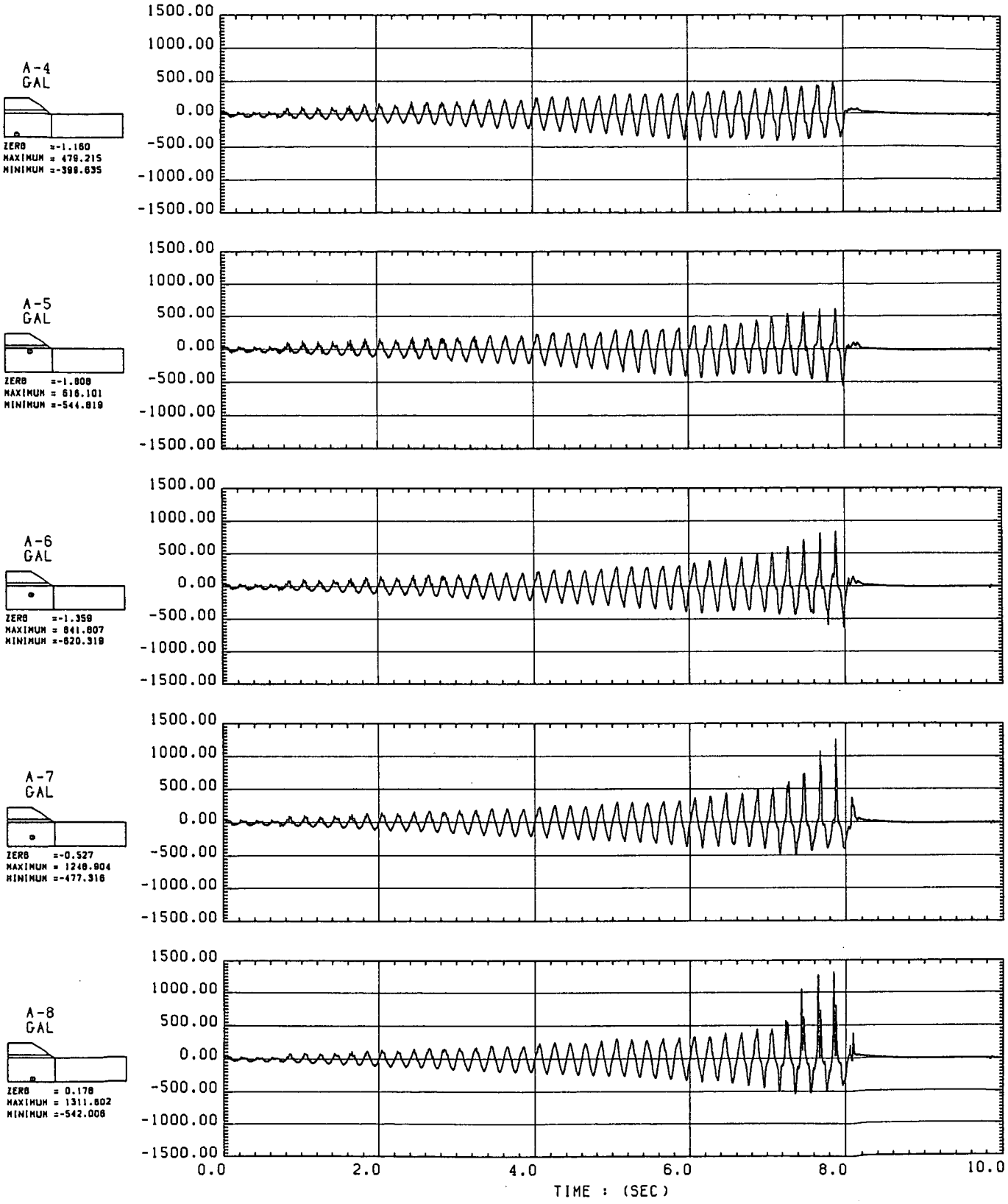
CASE6-1 STEP1 (400GAL/5HZ)



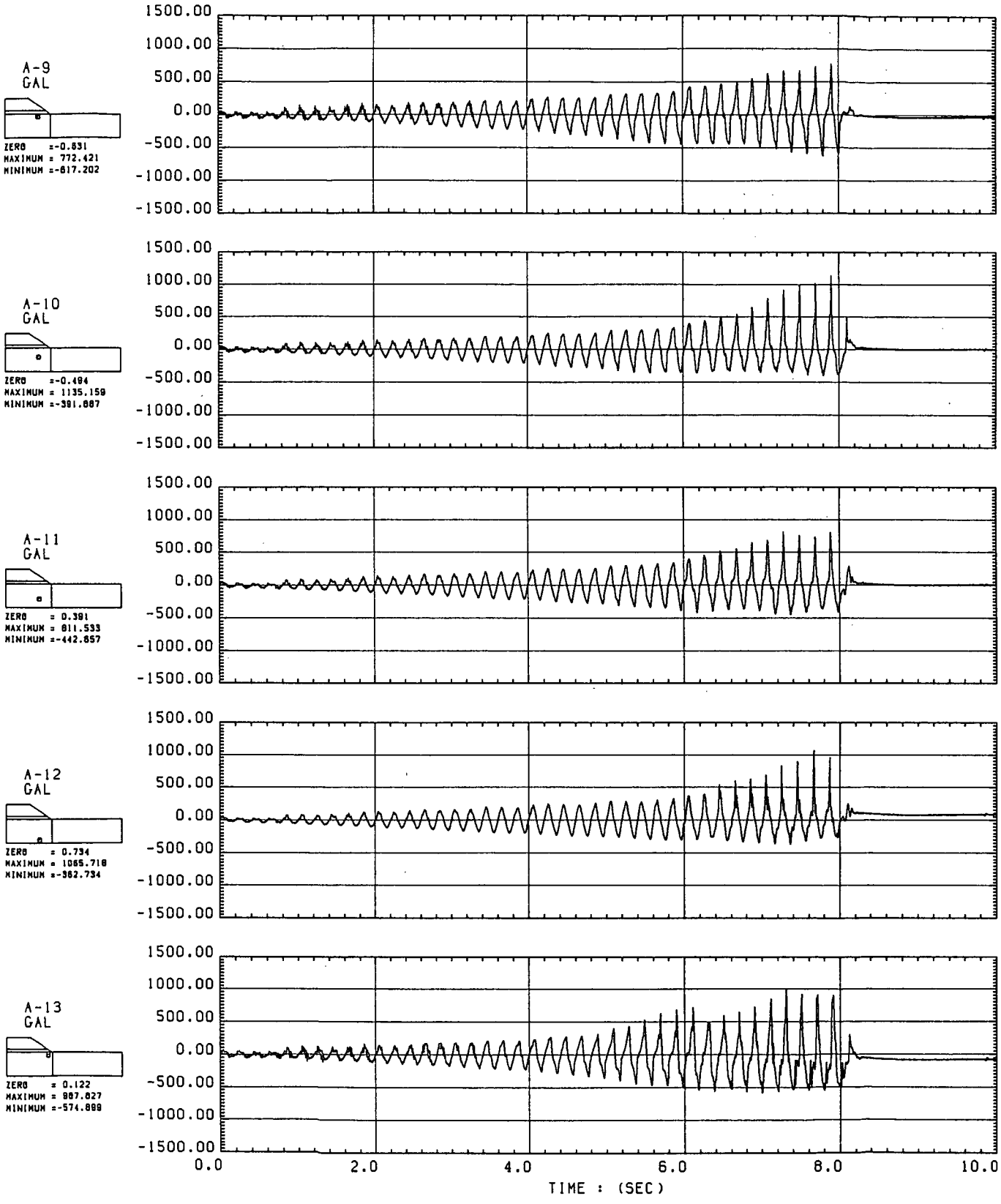
CASE6-1 STEP1 (400GAL/5HZ)



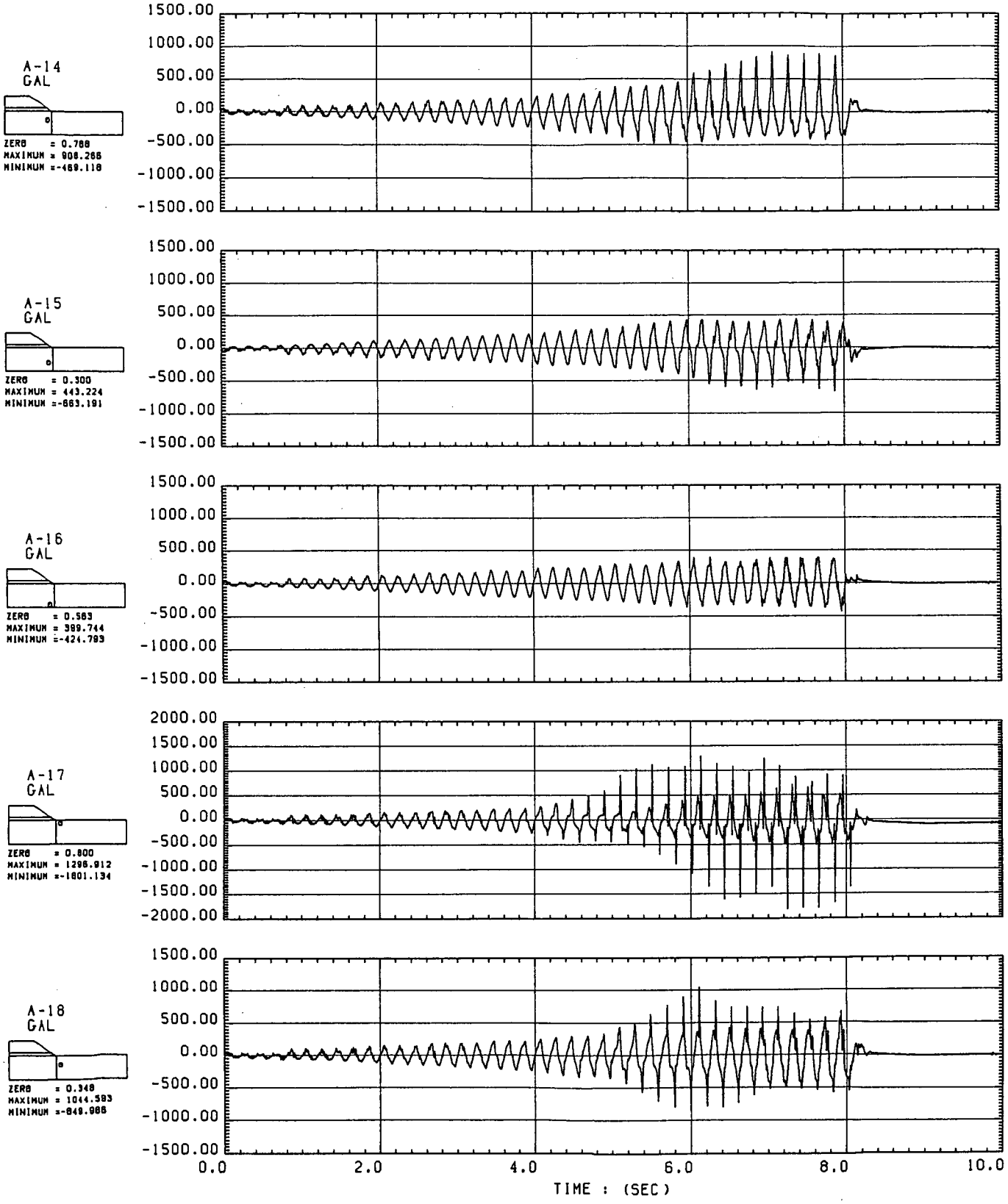
CASE6-1 STEP1 (400GAL/5HZ)



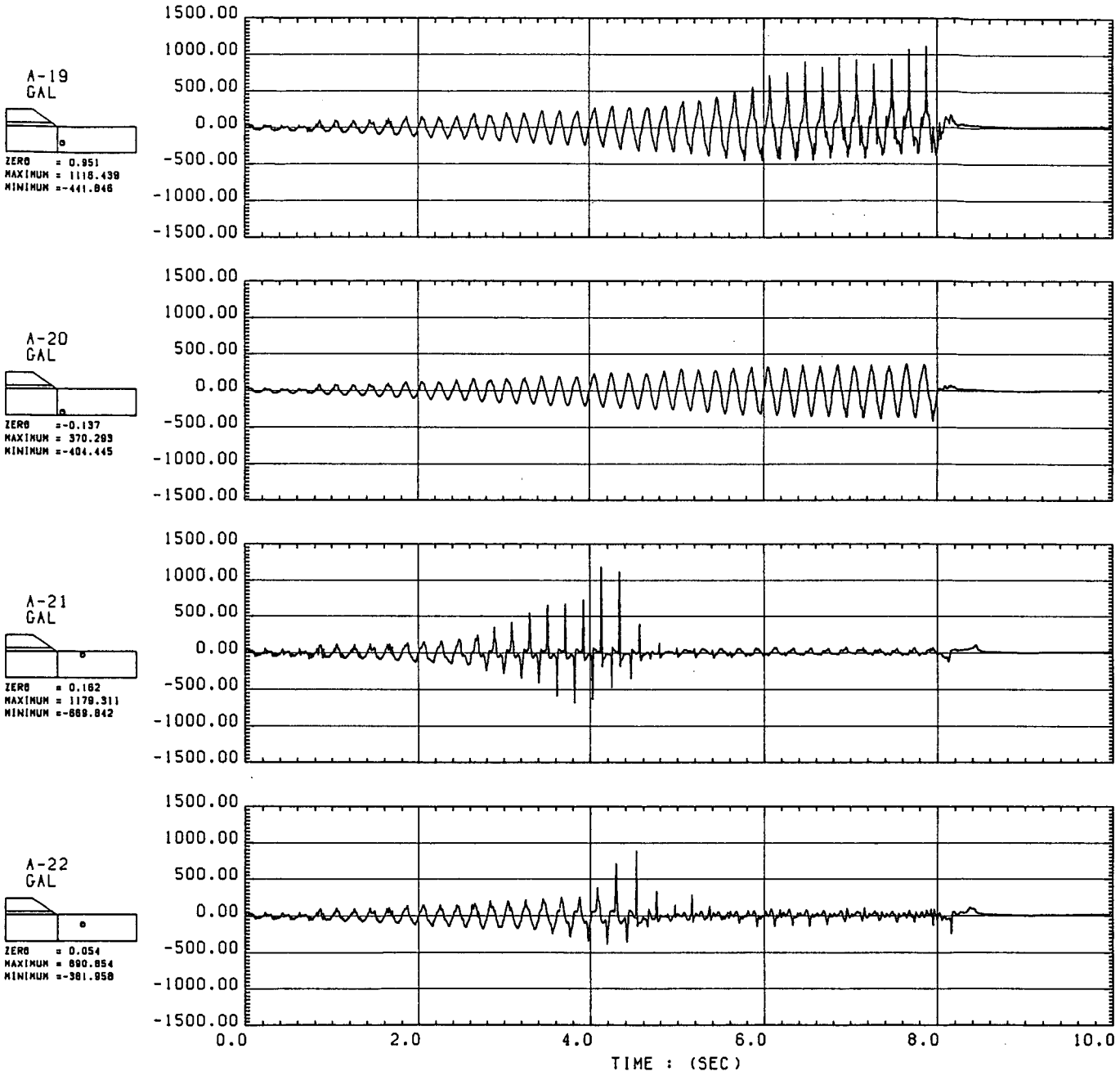
CASE6-1 STEP1 (400GAL/5HZ)



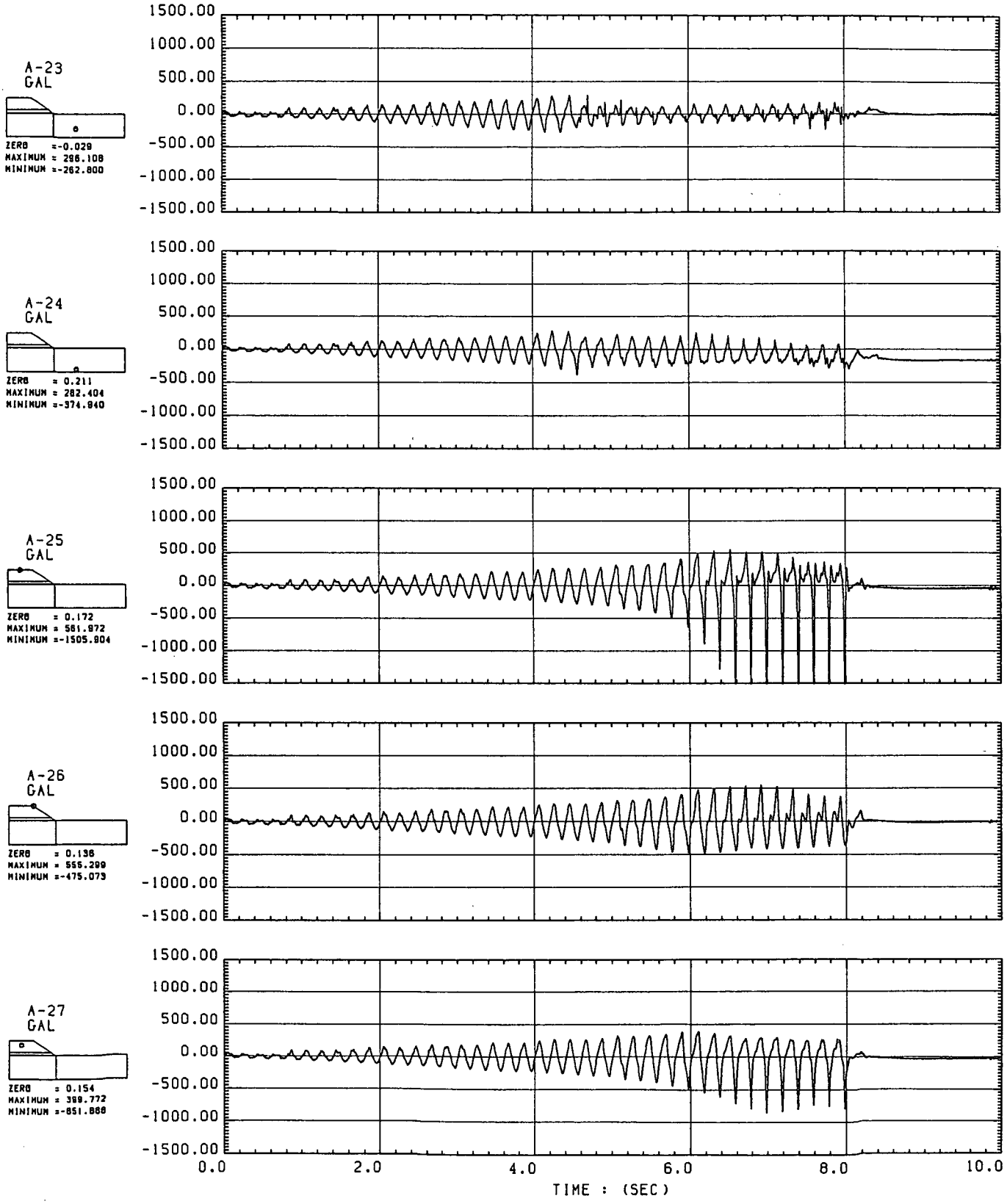
CASE6-1 STEP1 (400GAL/5HZ)



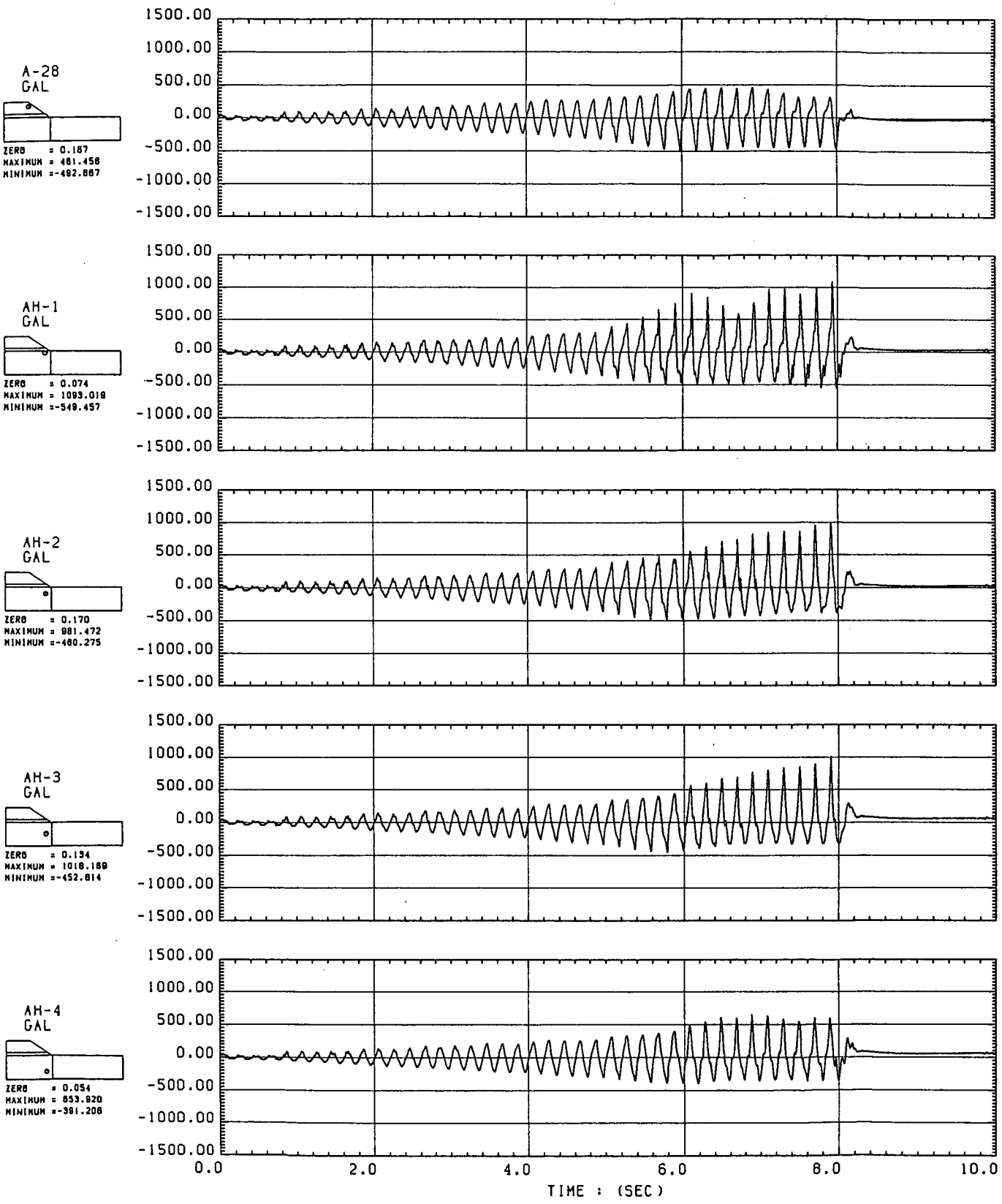
CASE6-1 STEP1 (400GAL/5HZ)



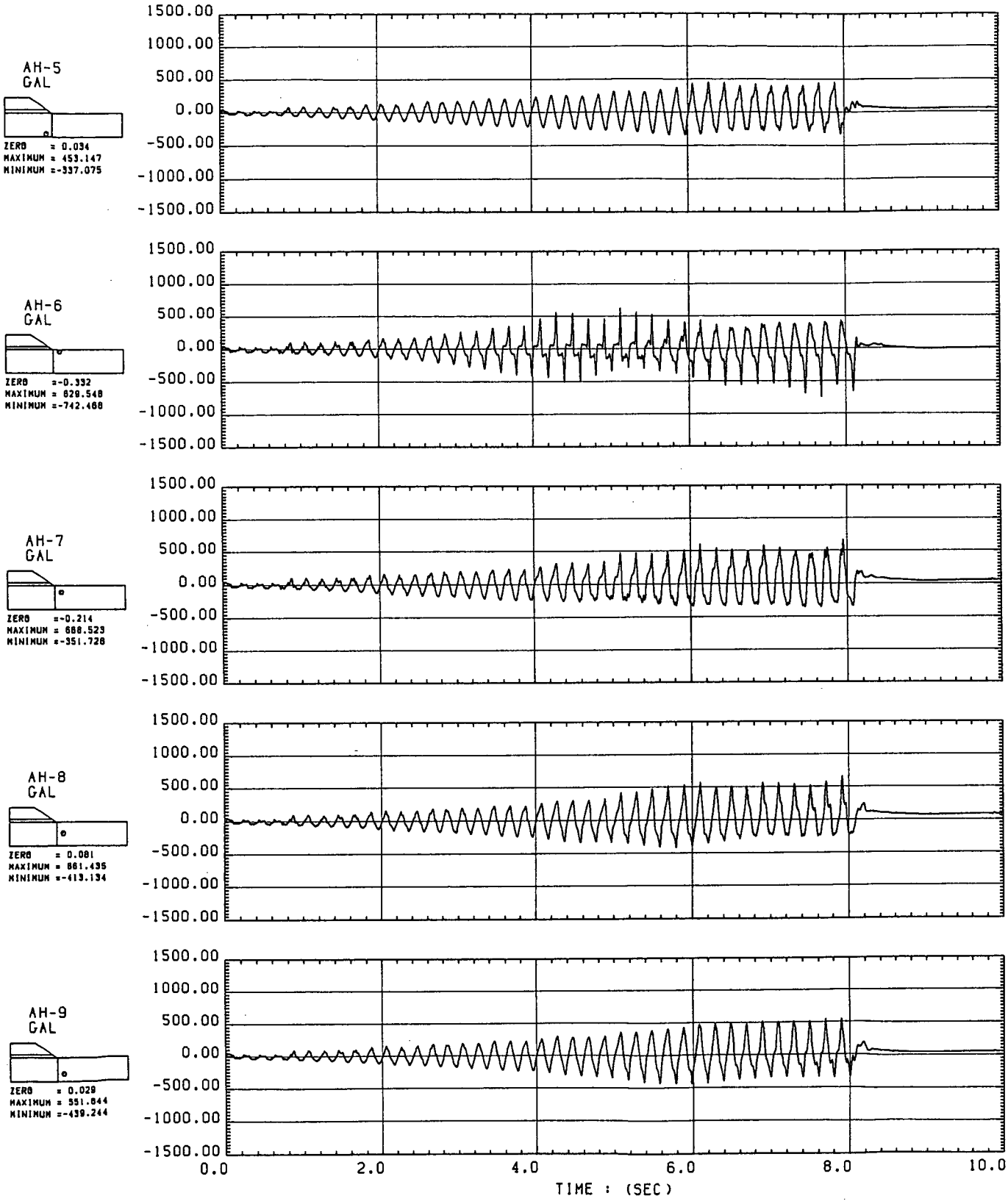
CASE6-2 STEP1 (400GAL/5HZ)



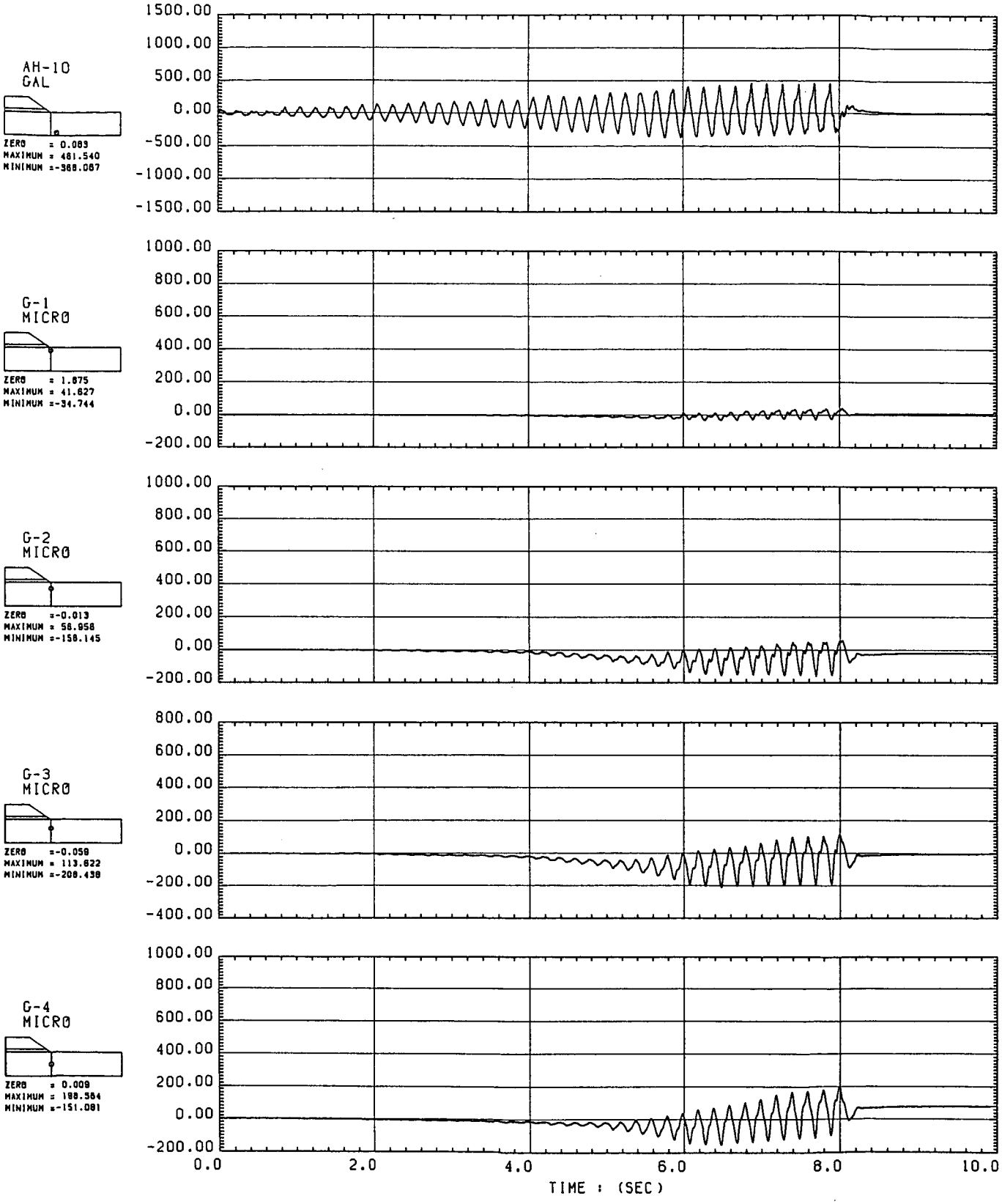
CASE6-2 STEP1 (400GAL/5HZ)



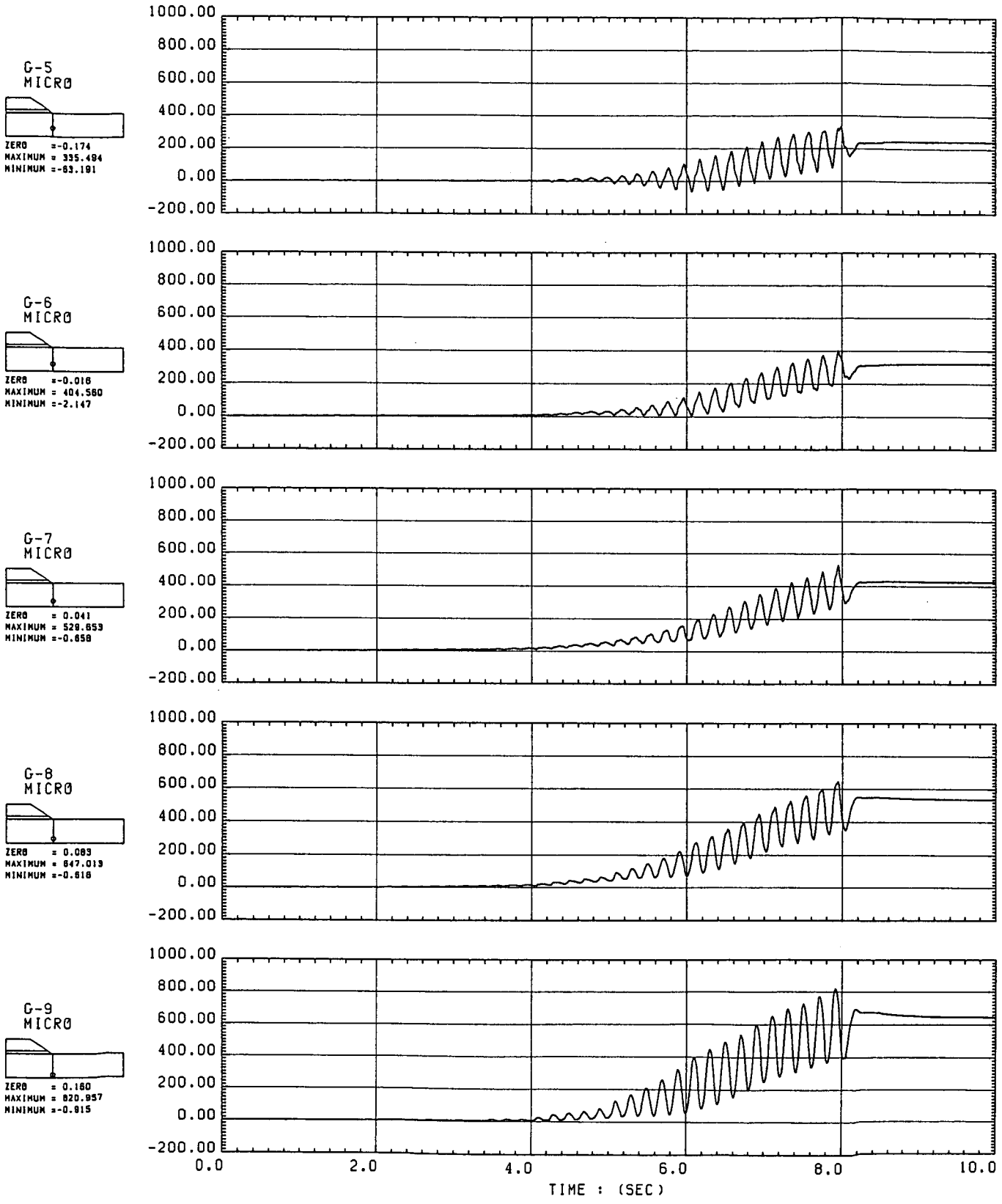
CASE6-2 STEP1 (400GAL/5HZ)



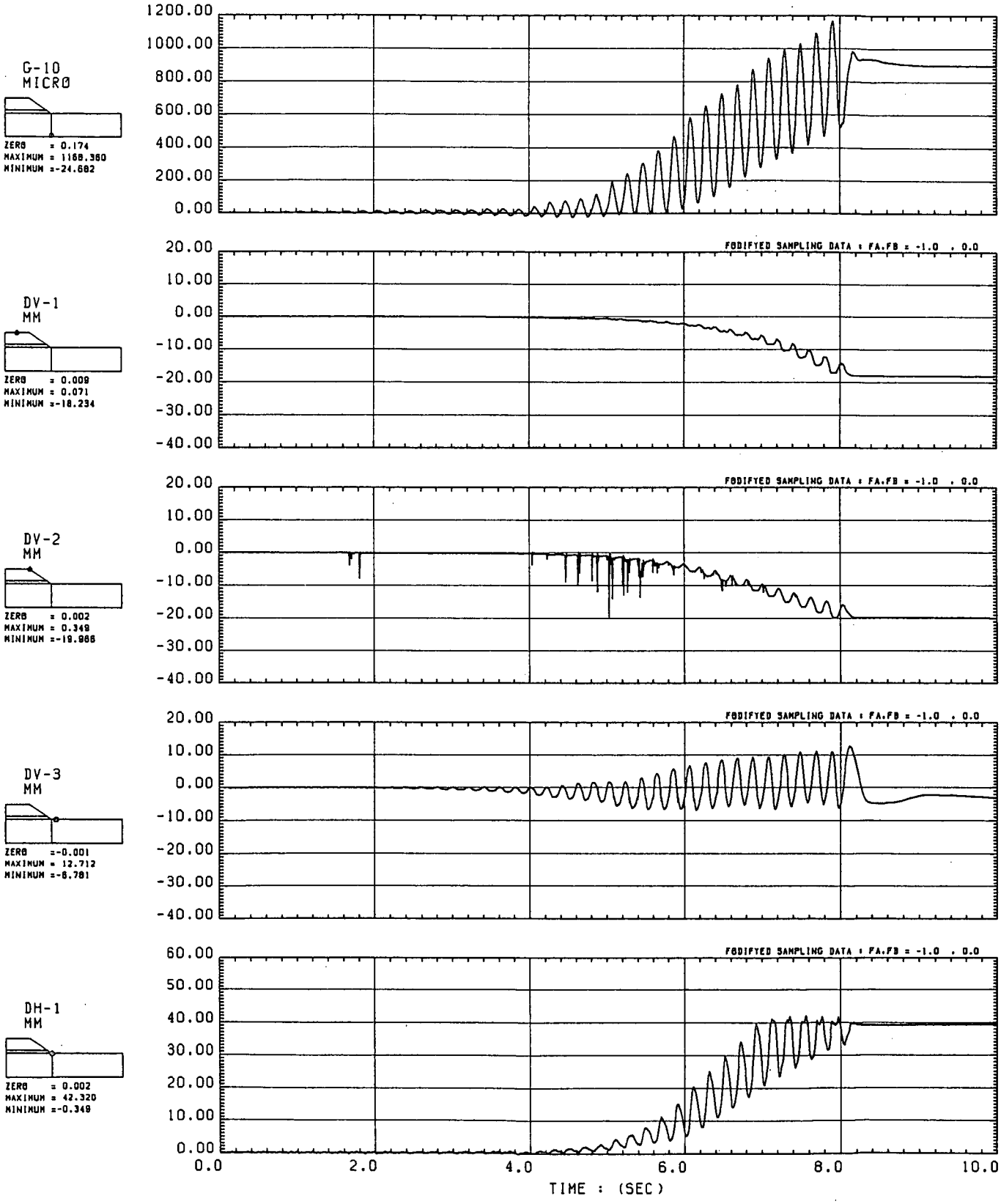
CASE6-2 STEP1 (400GAL/5HZ)



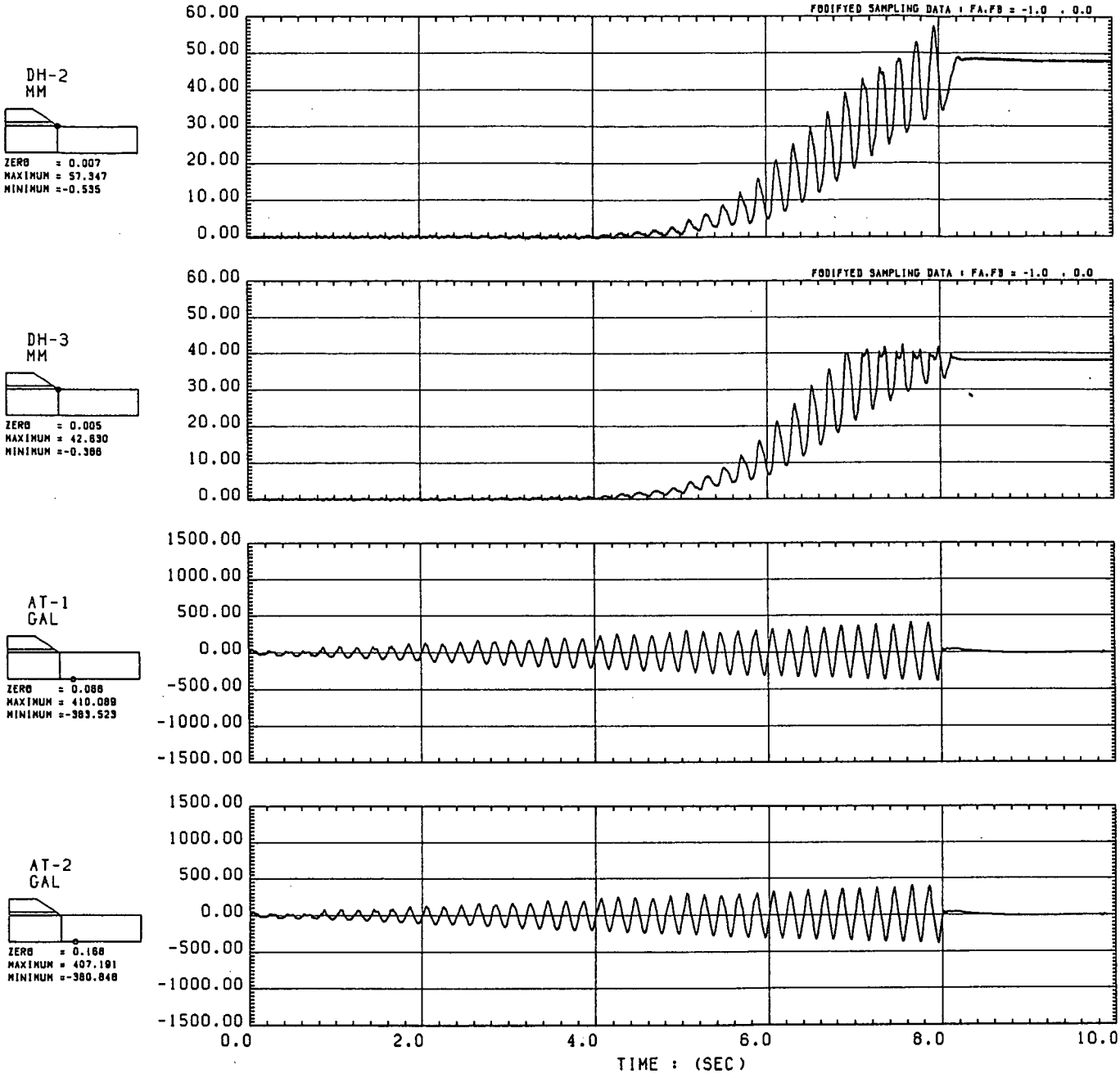
CASE6-2 STEP1 (400GAL/5HZ)



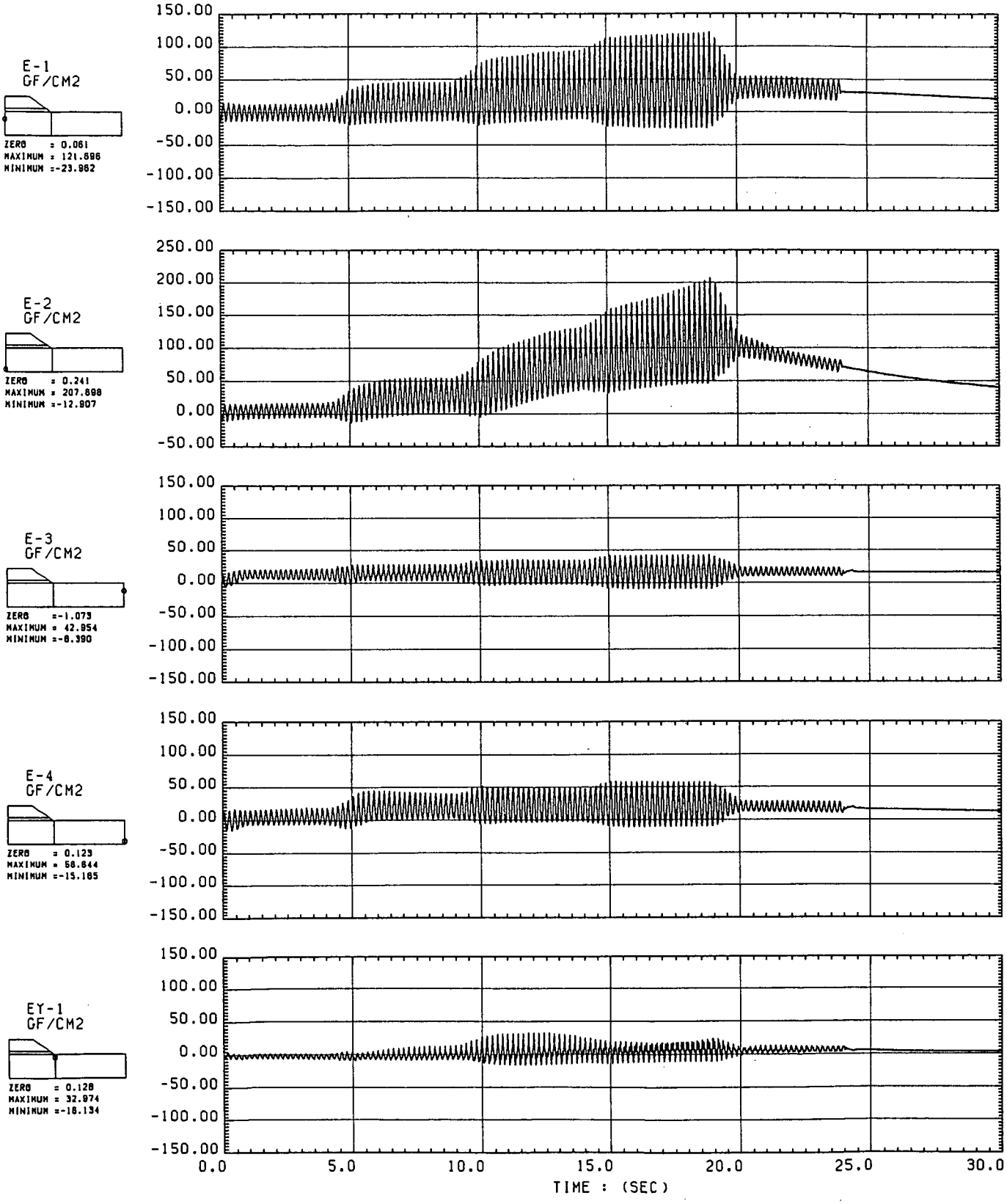
CASE6-2 STEP1 (400GAL/5HZ)



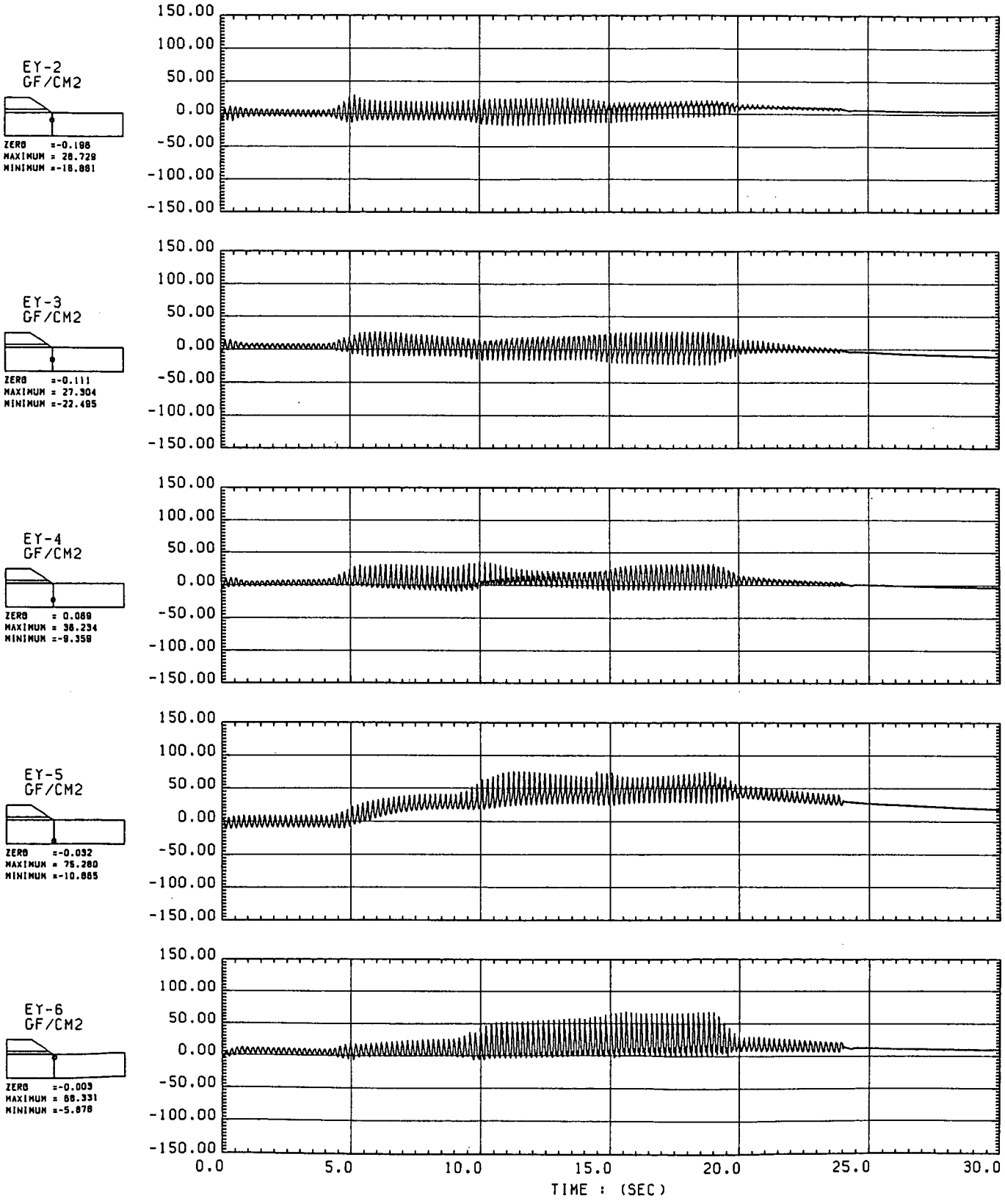
CASE6-2 STEP1 (400GAL/5HZ)



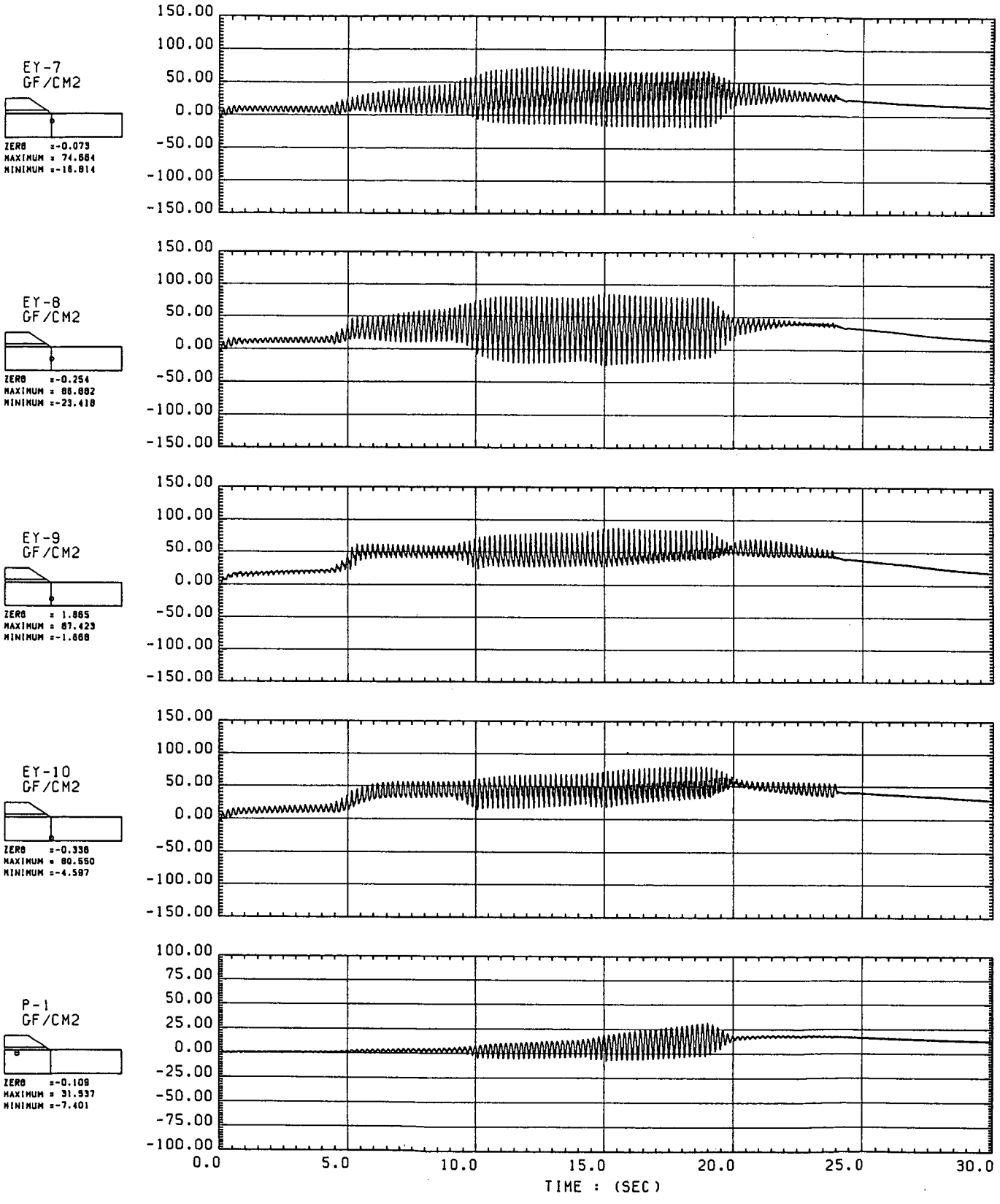
CASE6-1 STEP2 (300GAL/5HZ)



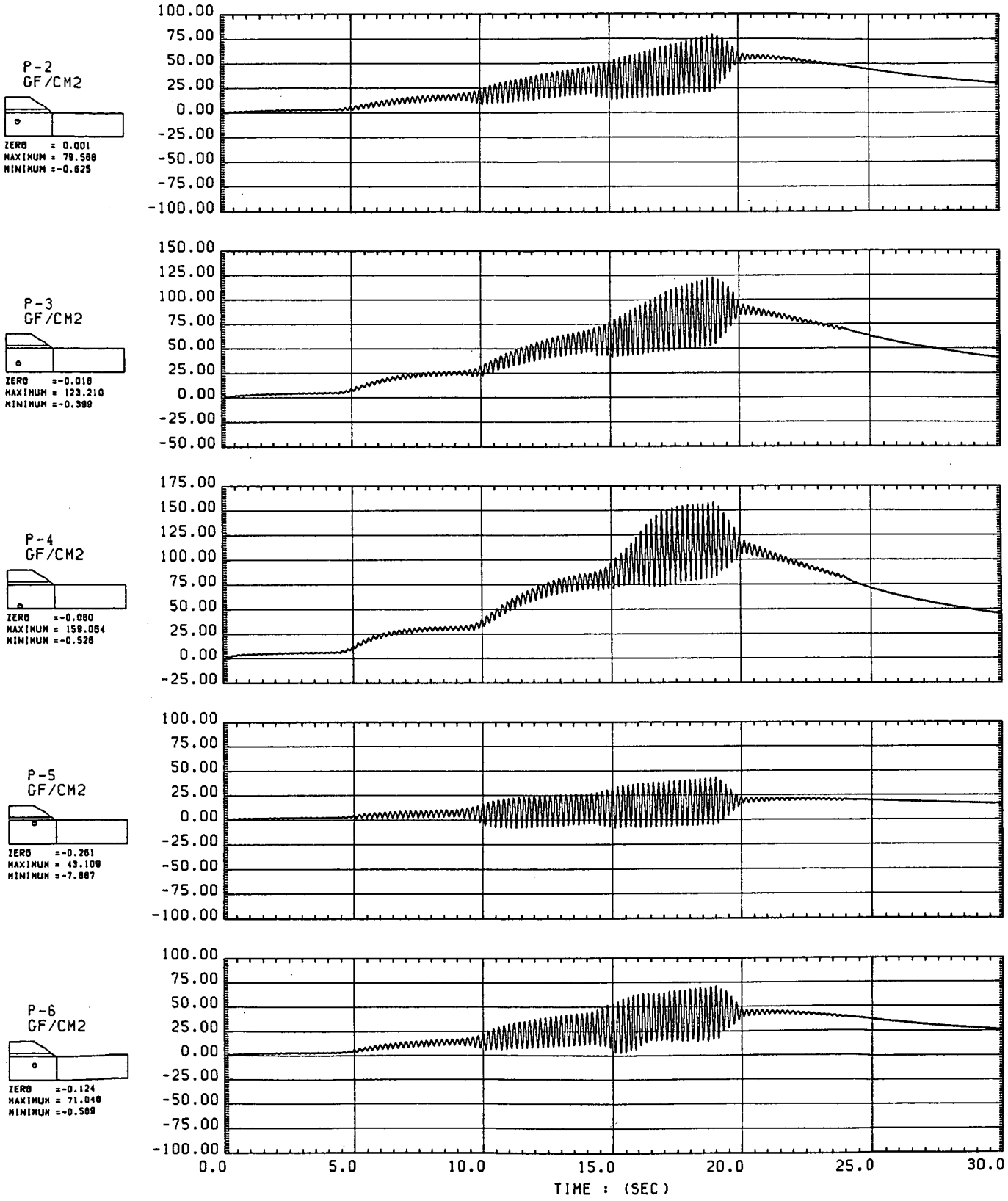
CASE6-1 STEP2 (300GAL/5HZ)



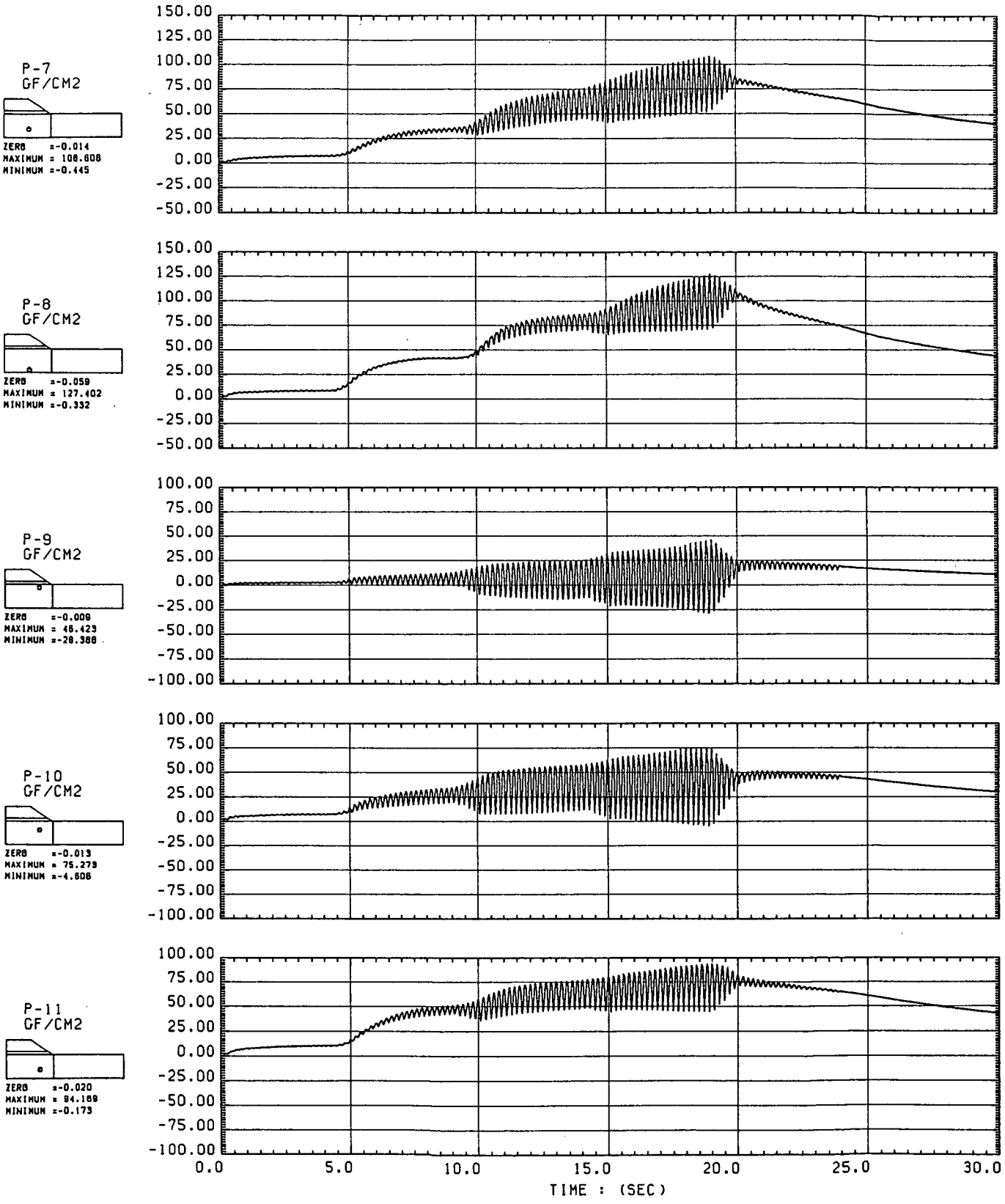
CASE6-1 STEP2 (300GAL/5HZ)



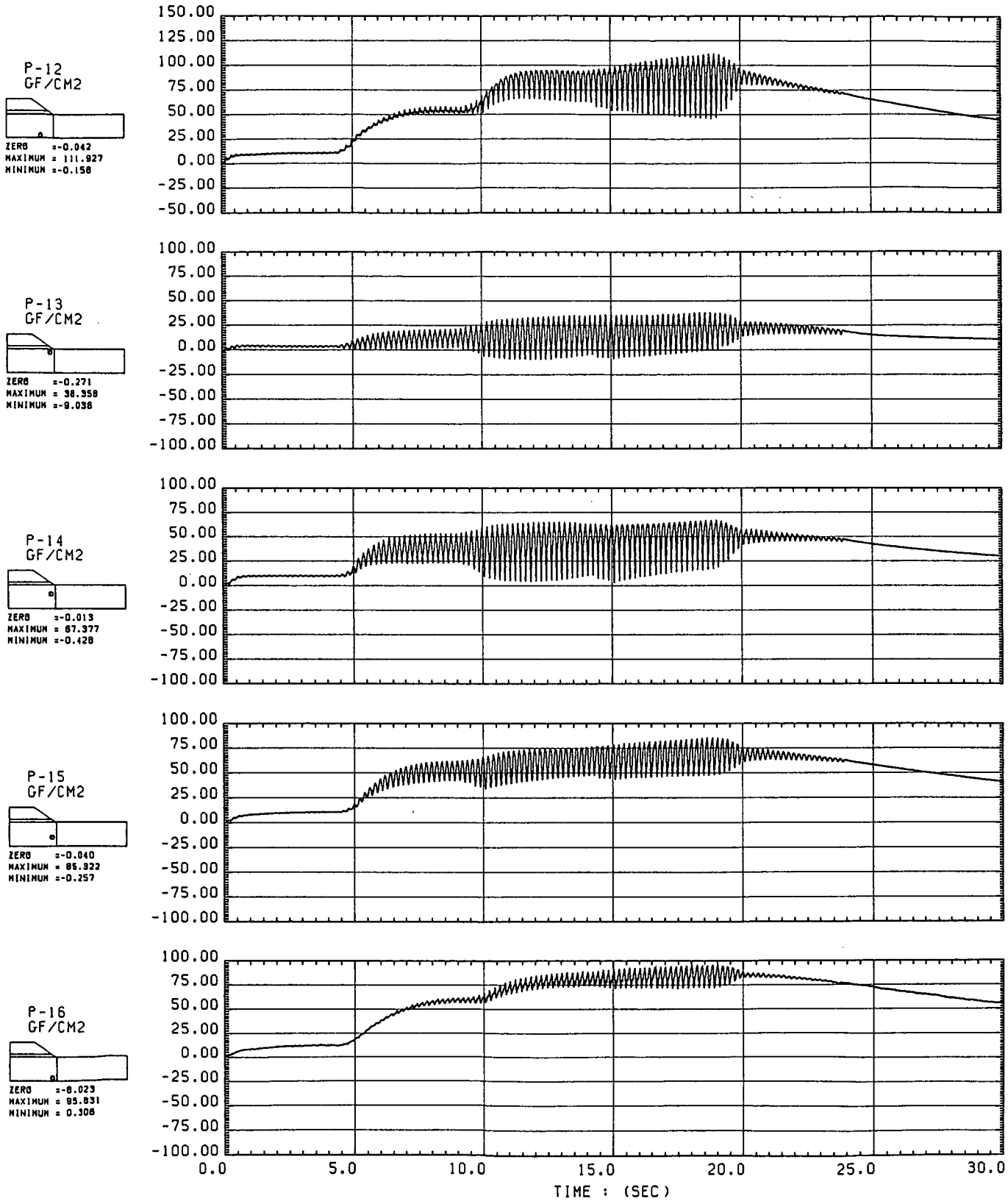
CASE6-1 STEP2 (300GAL/5HZ)



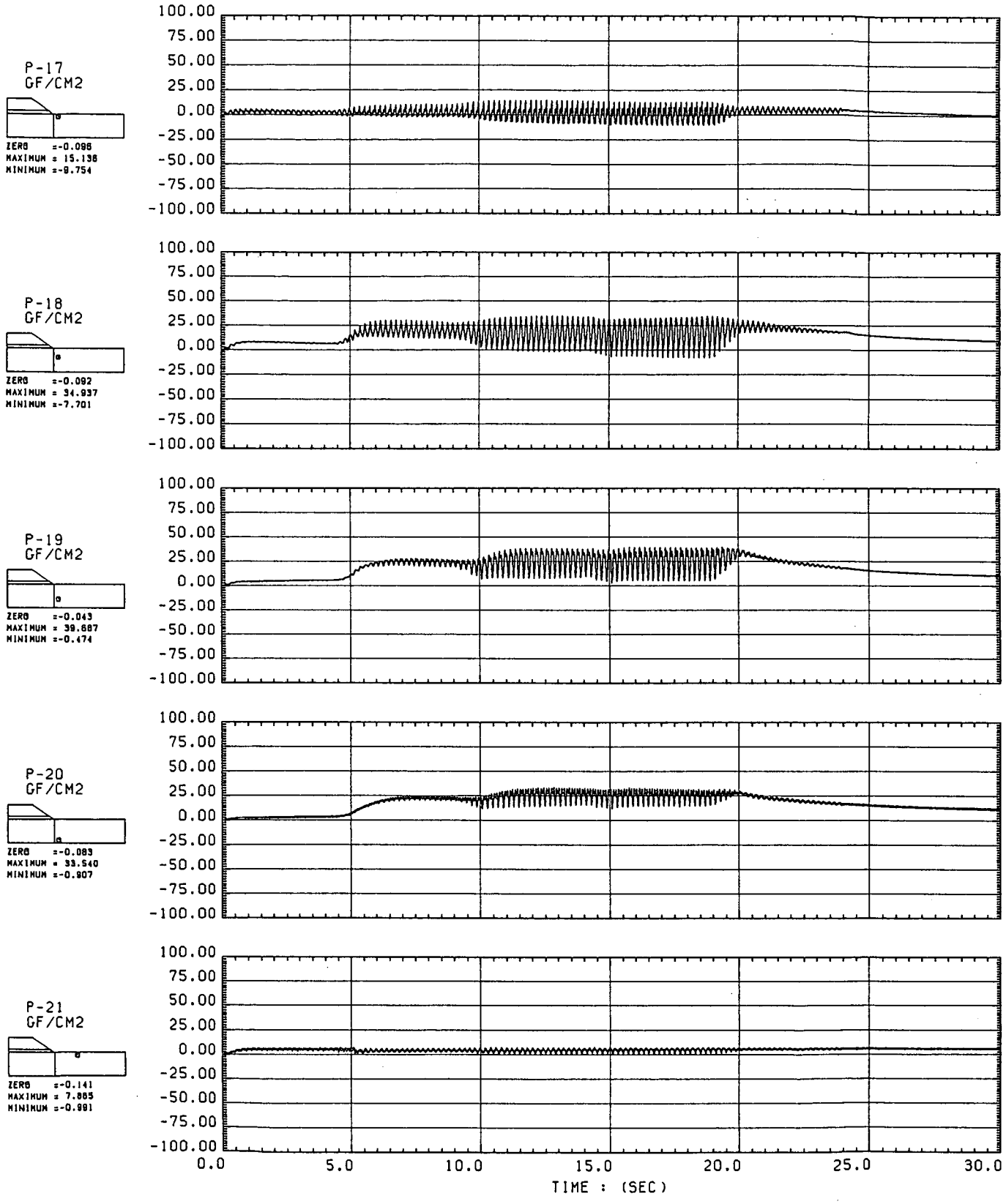
CASE6-1 STEP2 (300GAL/5HZ)



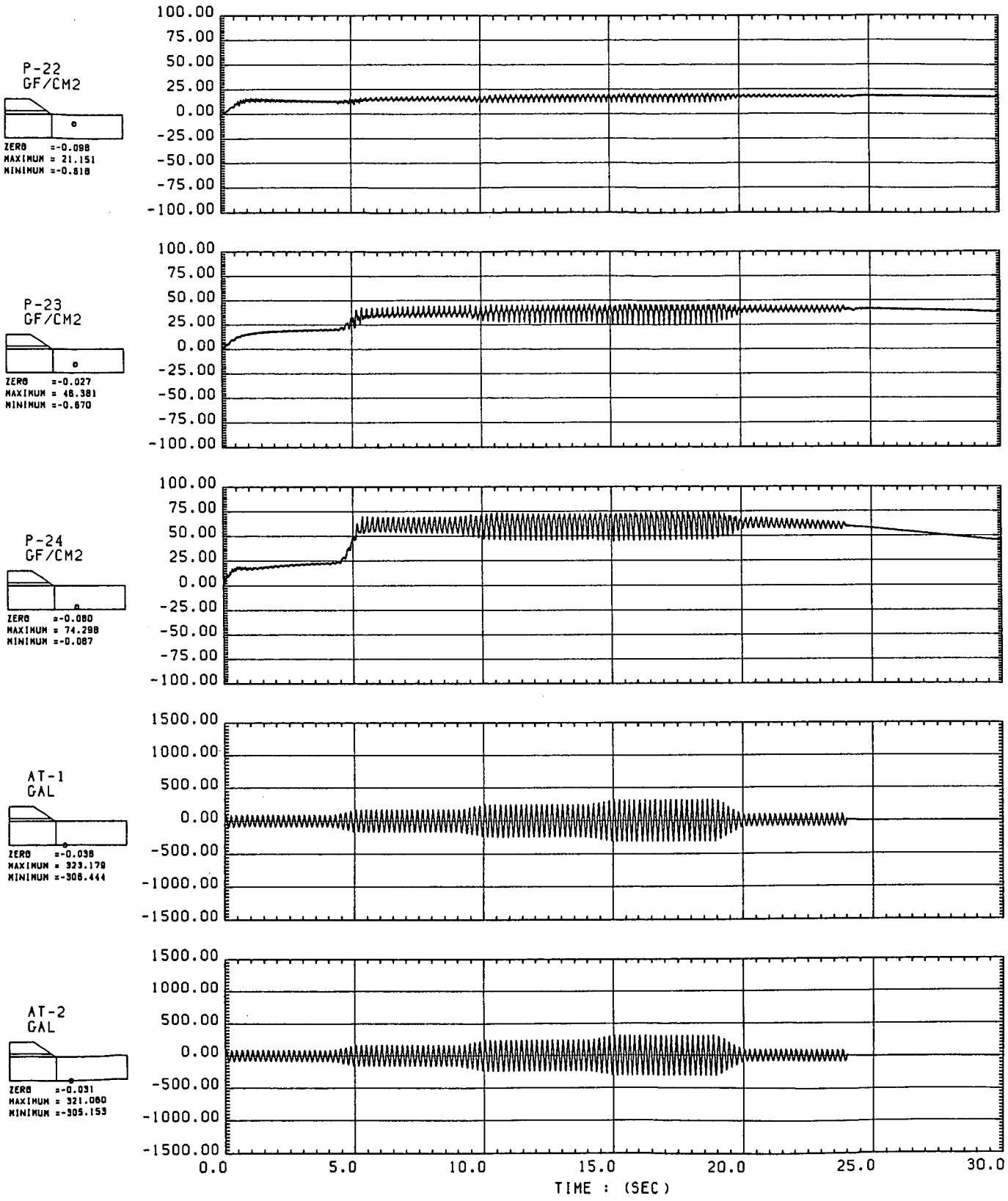
CASE6-1 STEP2 (300GAL/5HZ)



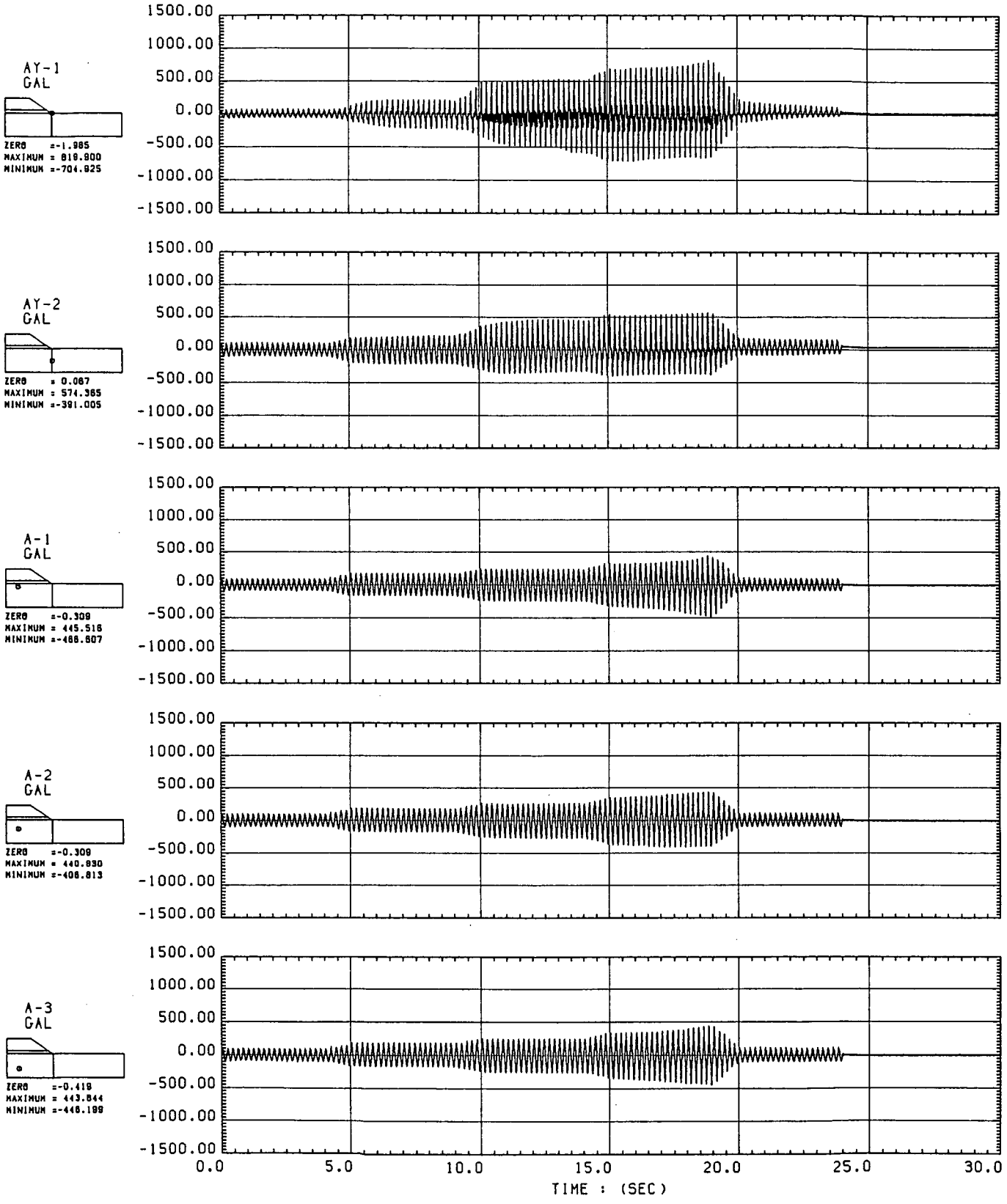
CASE6-1 STEP2 (300GAL/5HZ)



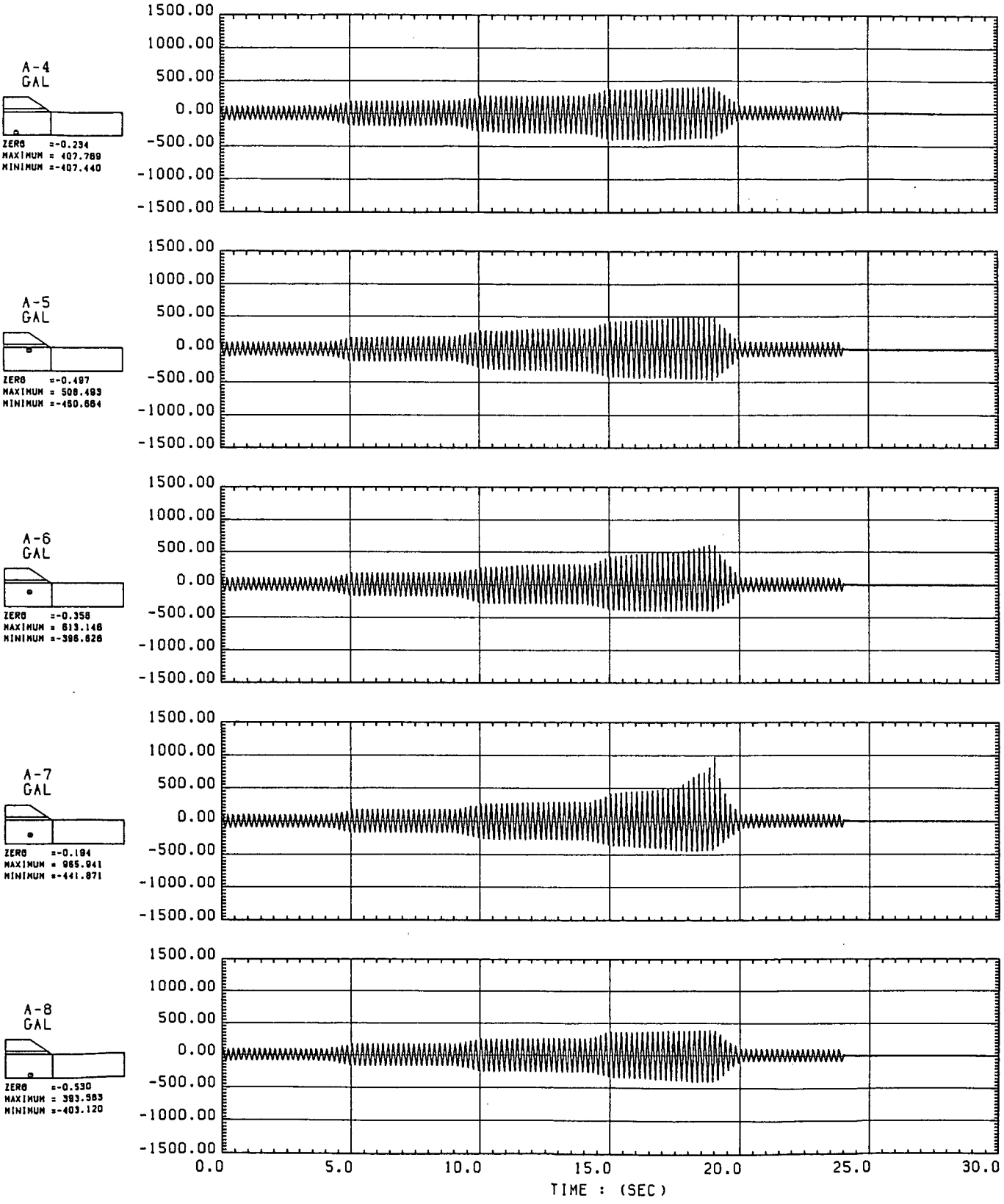
CASE6-1 STEP2 (300GAL/5HZ)



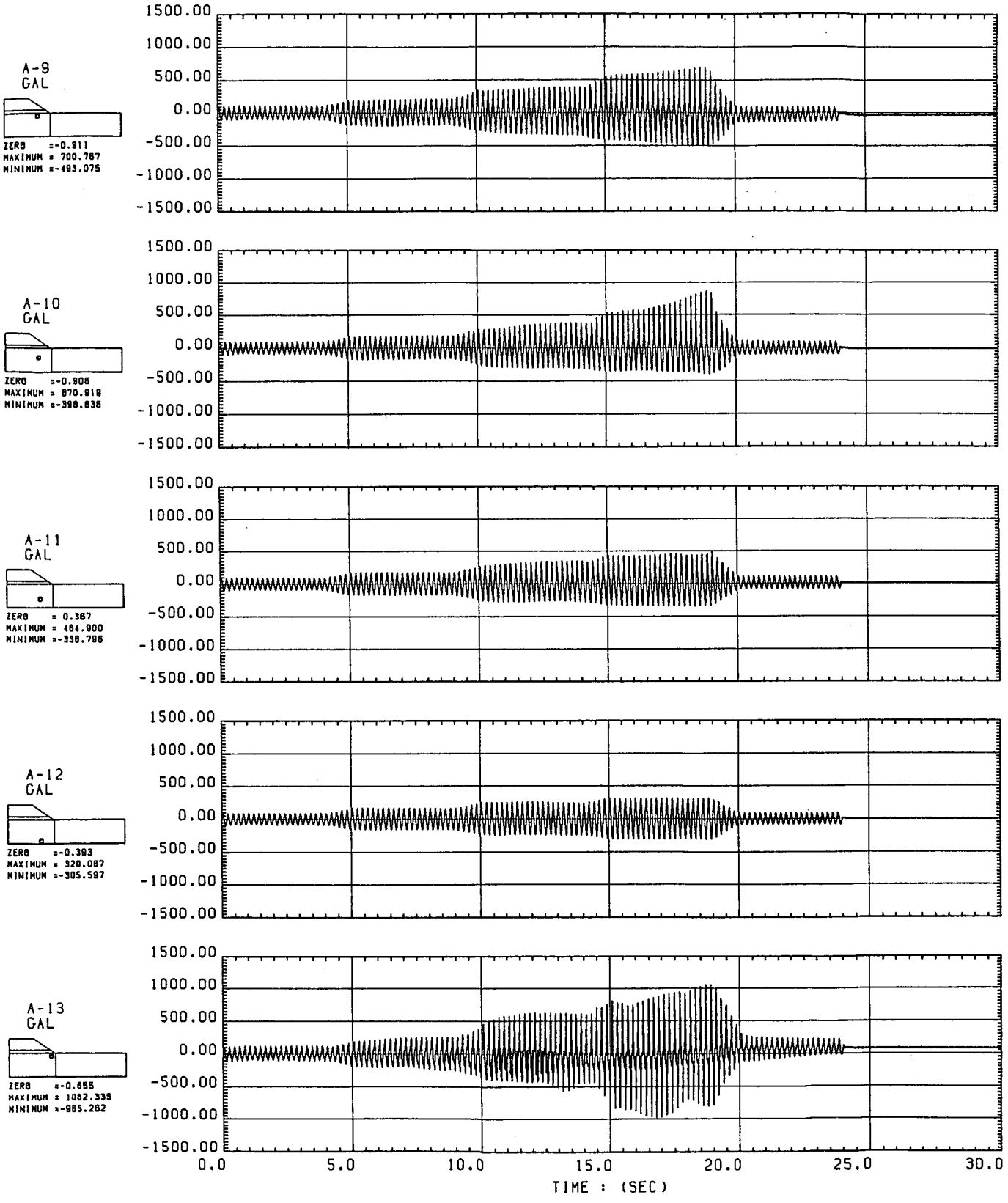
CASE6-1 STEP2 (300GAL/5HZ)



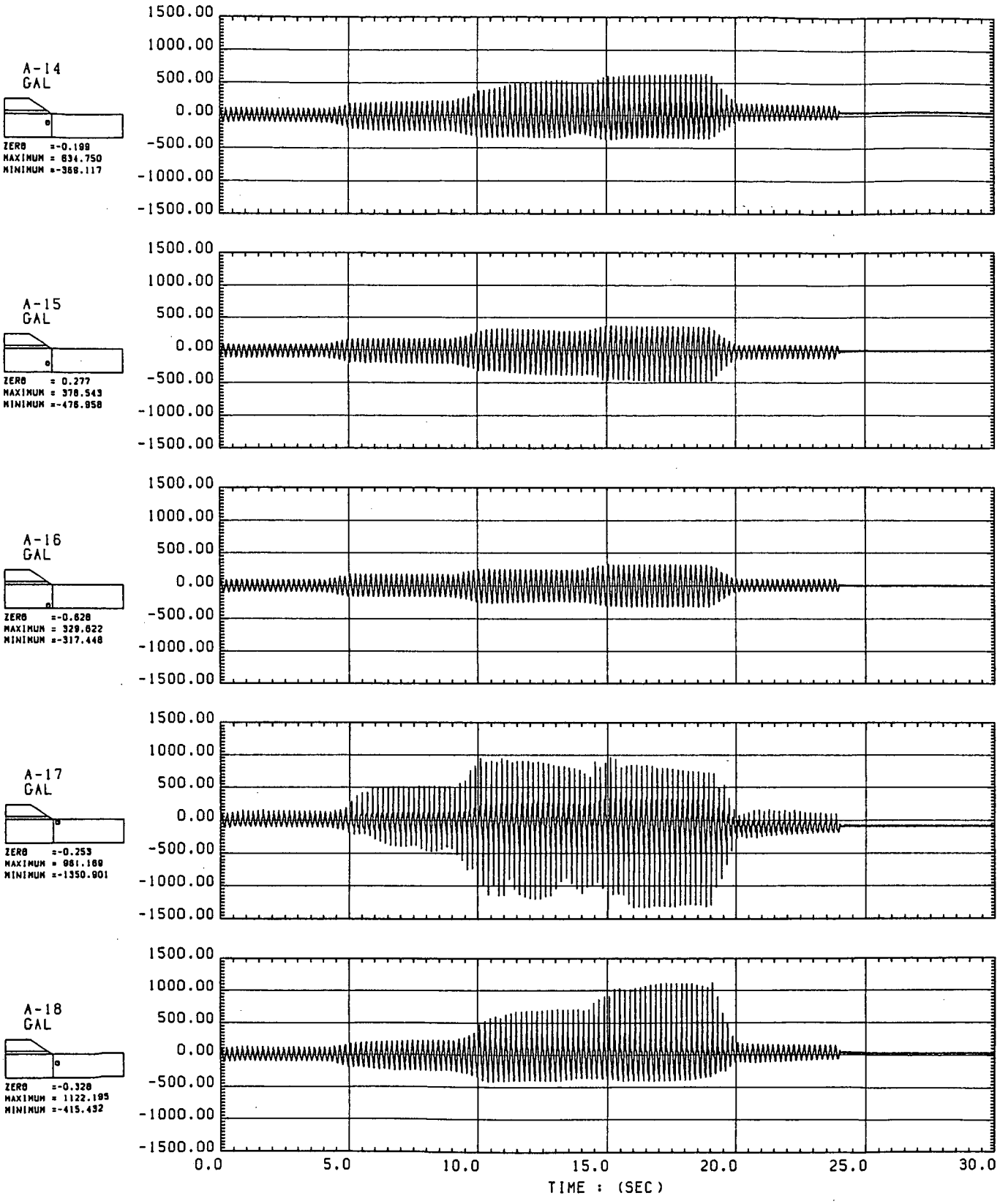
CASE6-1 STEP2 (300GAL/5HZ)



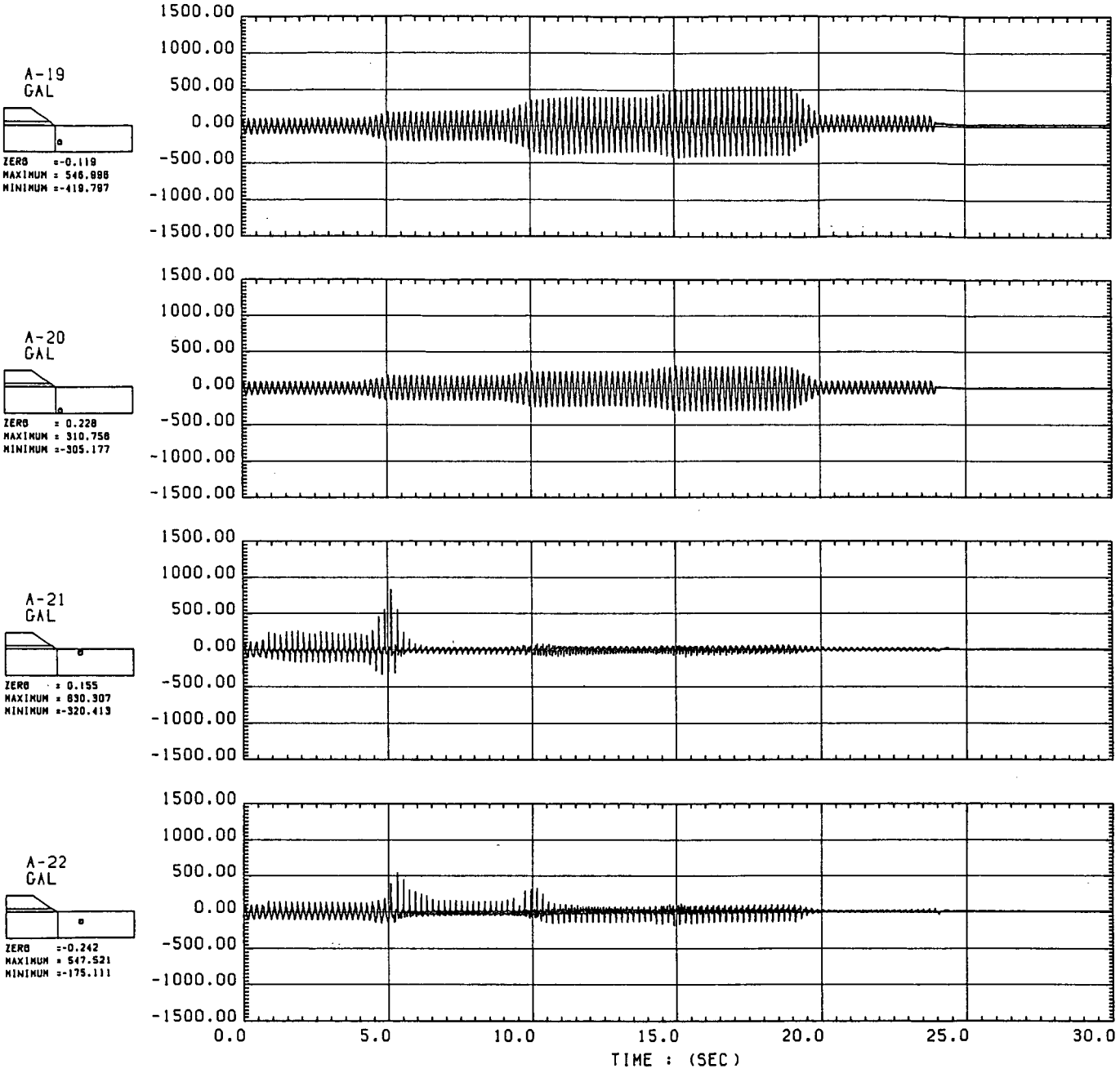
CASE6-1 STEP2 (300GAL/5HZ)



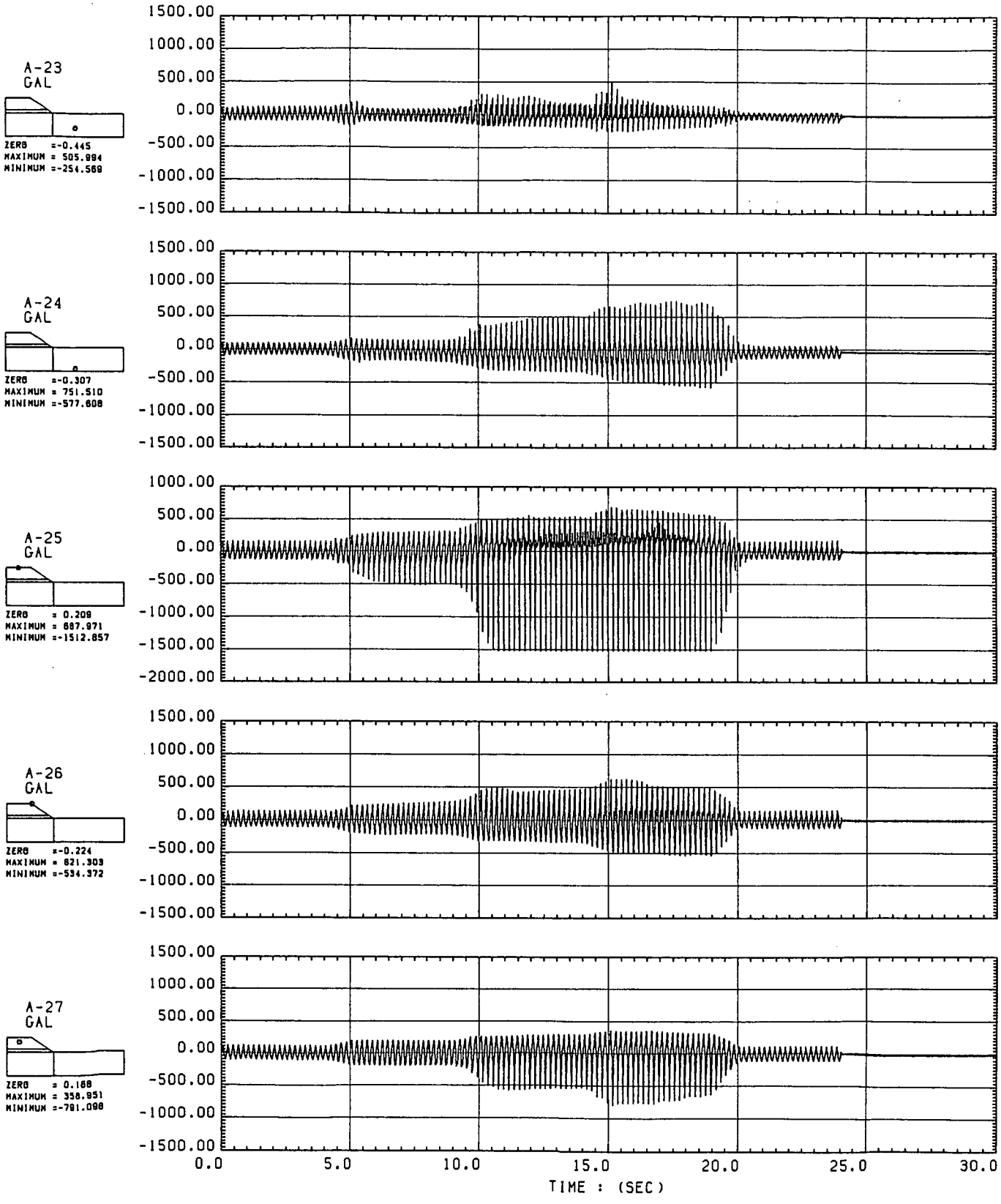
CASE6-1 STEP2 (300GAL/5HZ)



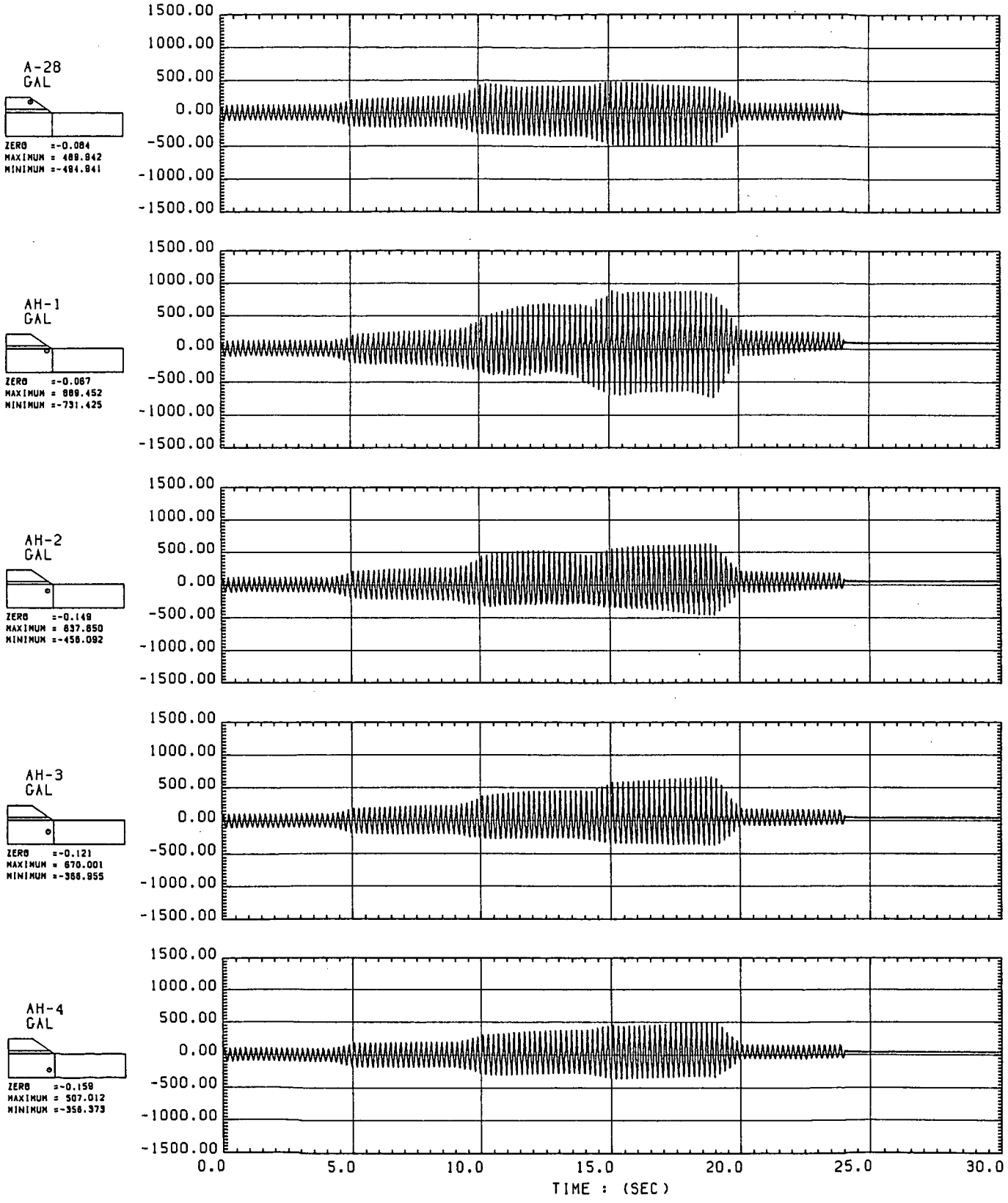
CASE6-1 STEP2 (300GAL/5HZ)



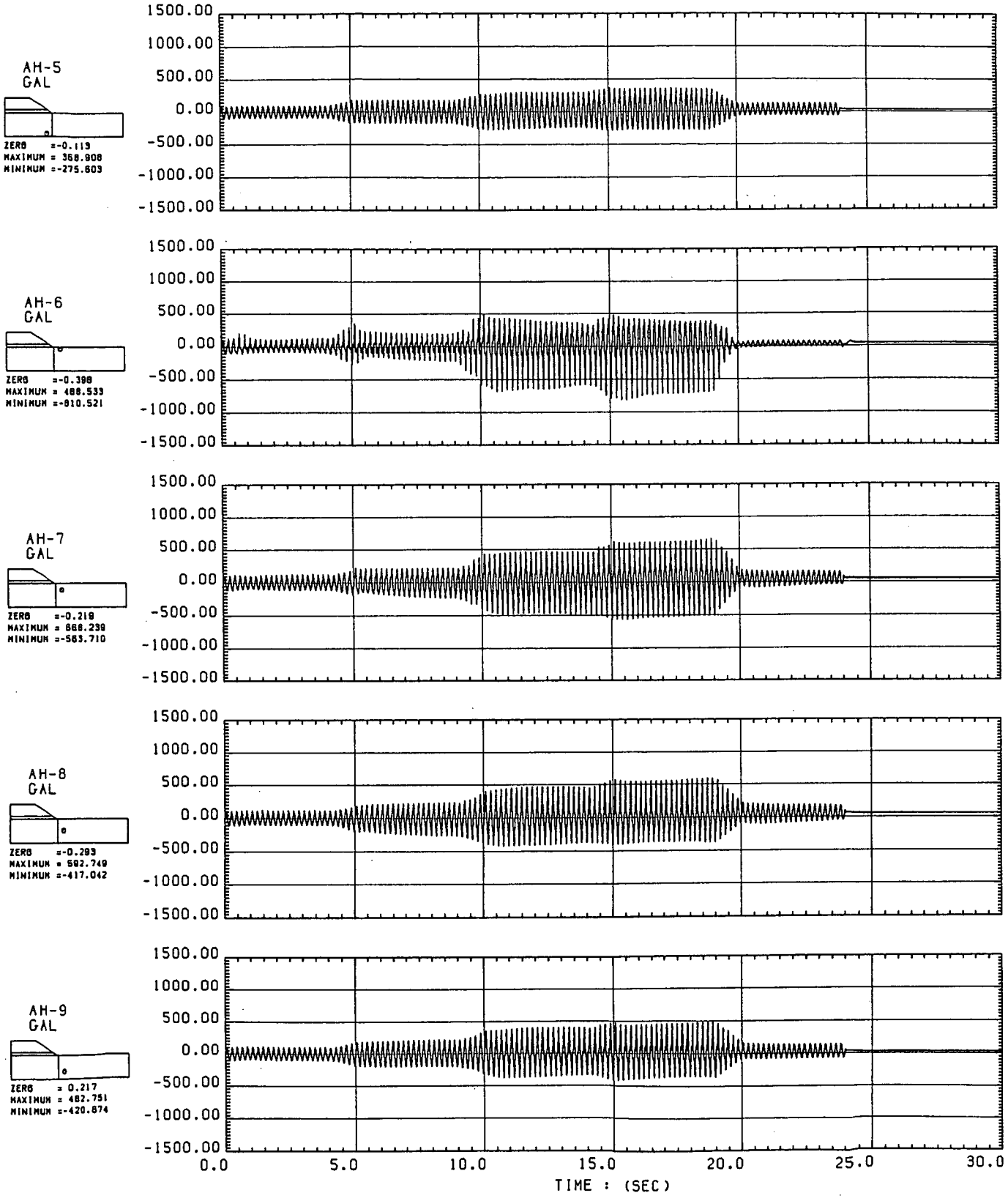
CASE6-2 STEP2 (300GAL/5HZ)



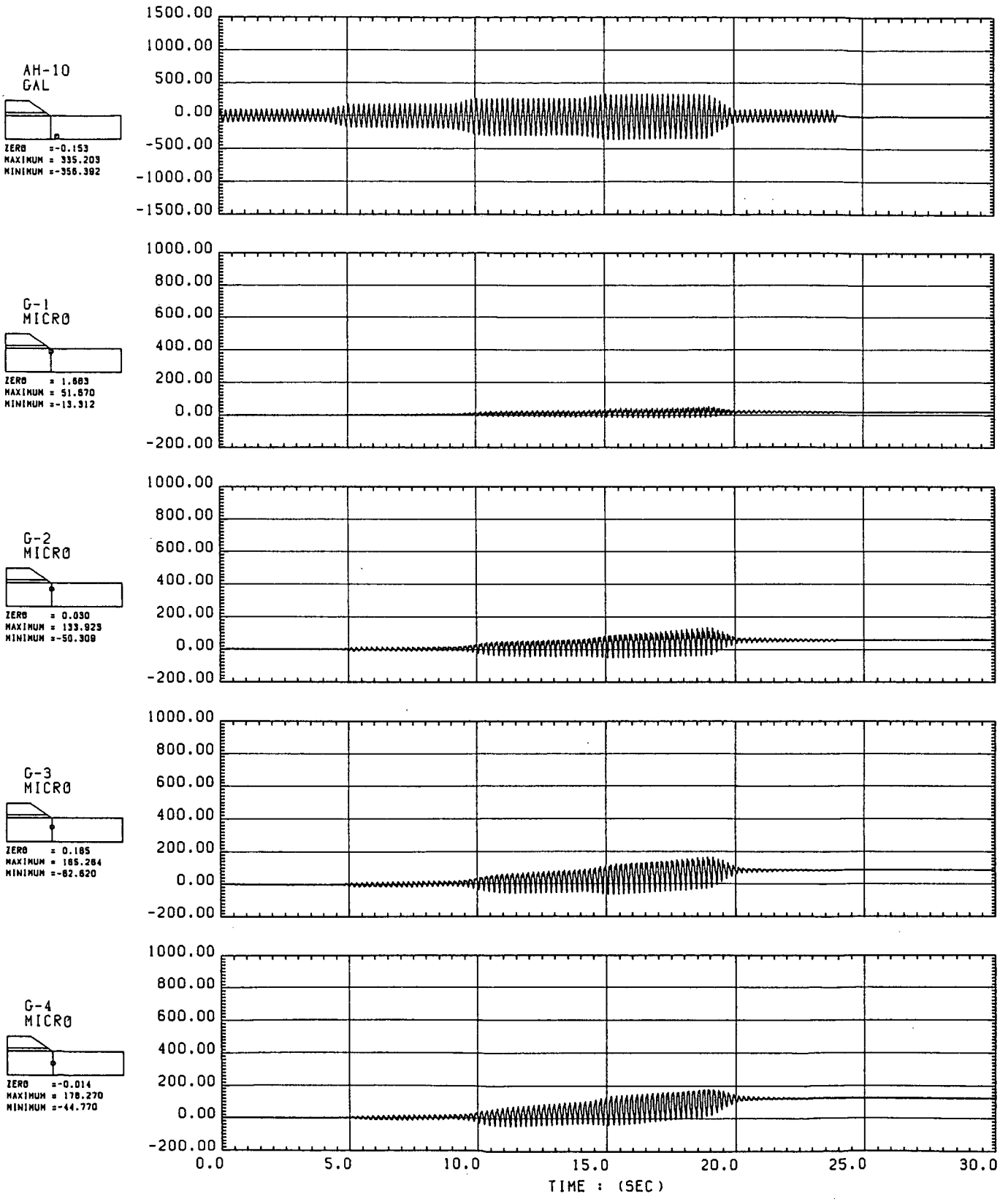
CASE6-2 STEP2 (300GAL/5HZ)



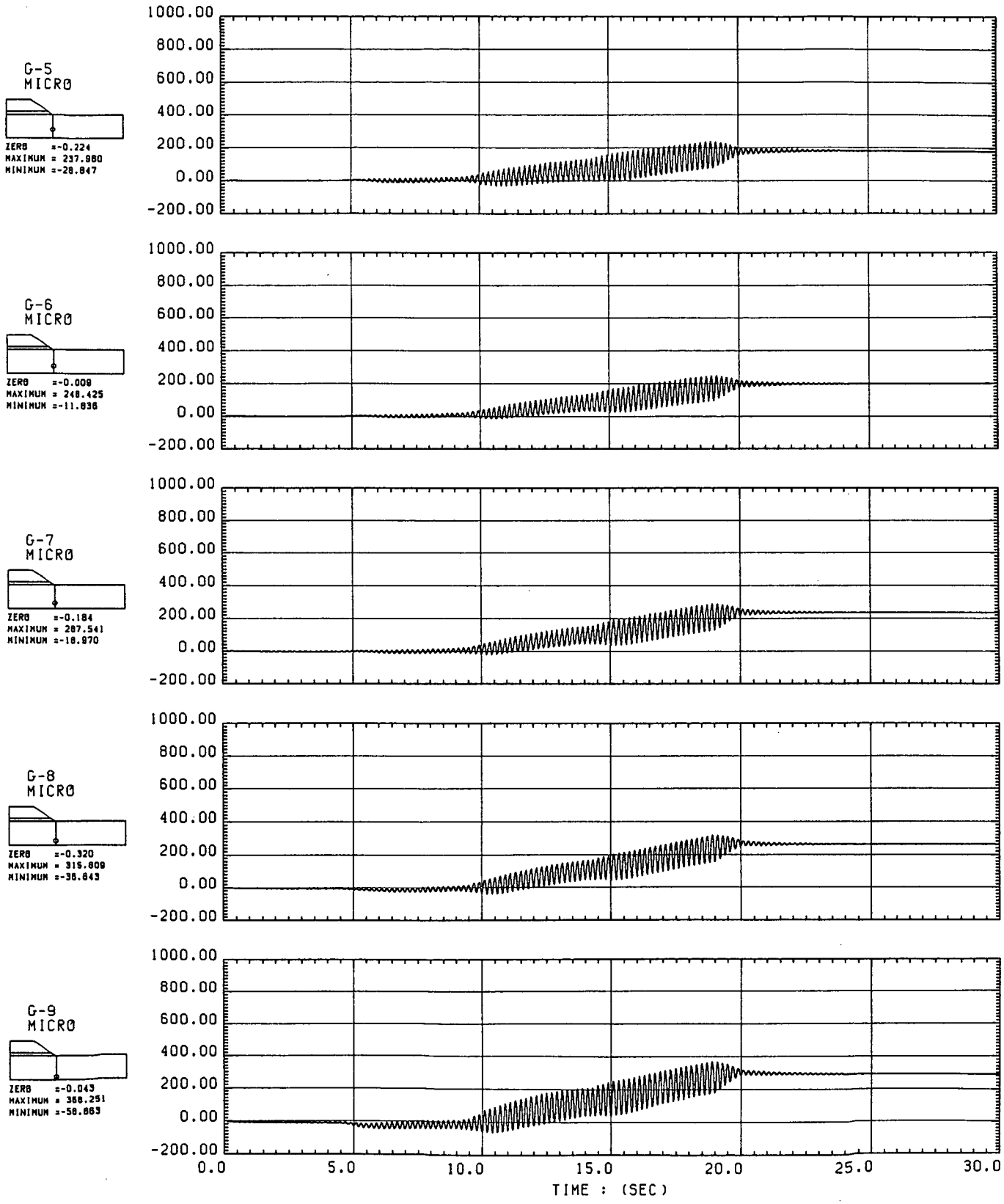
CASE6-2 STEP2 (300GAL/5HZ)



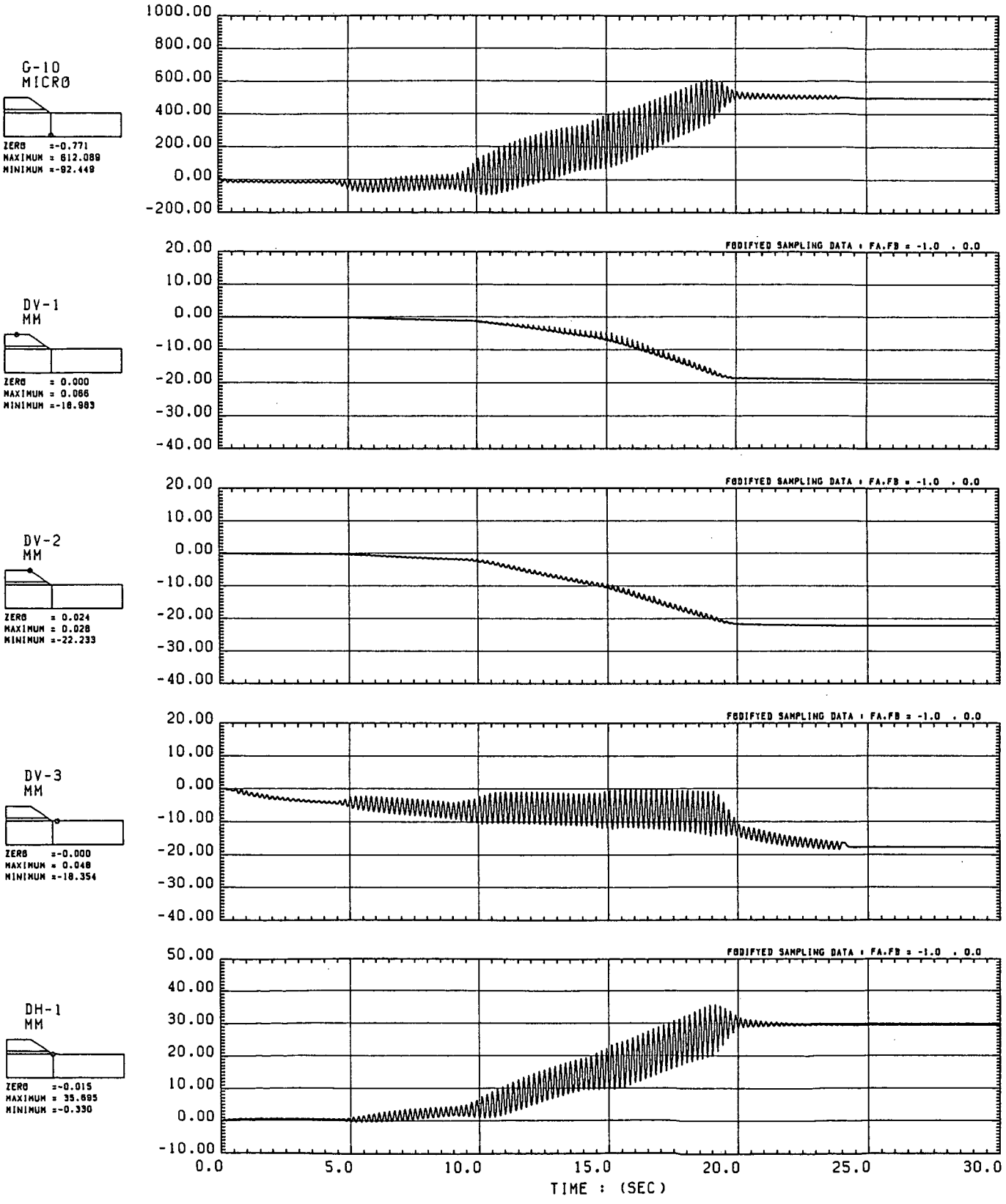
CASE6-2 STEP2 (300GAL/5HZ)



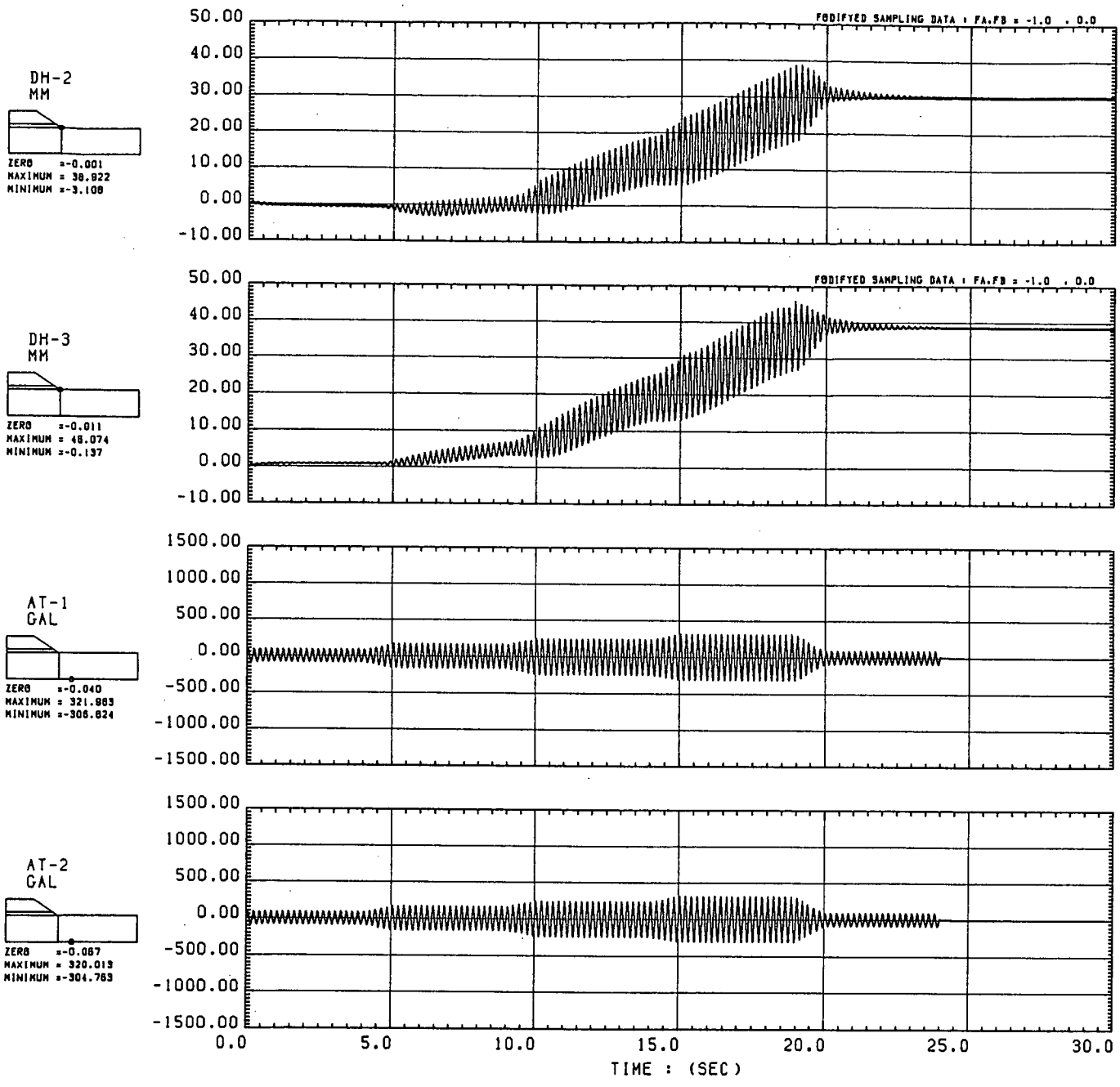
CASE6-2 STEP2 (300GAL/5HZ)



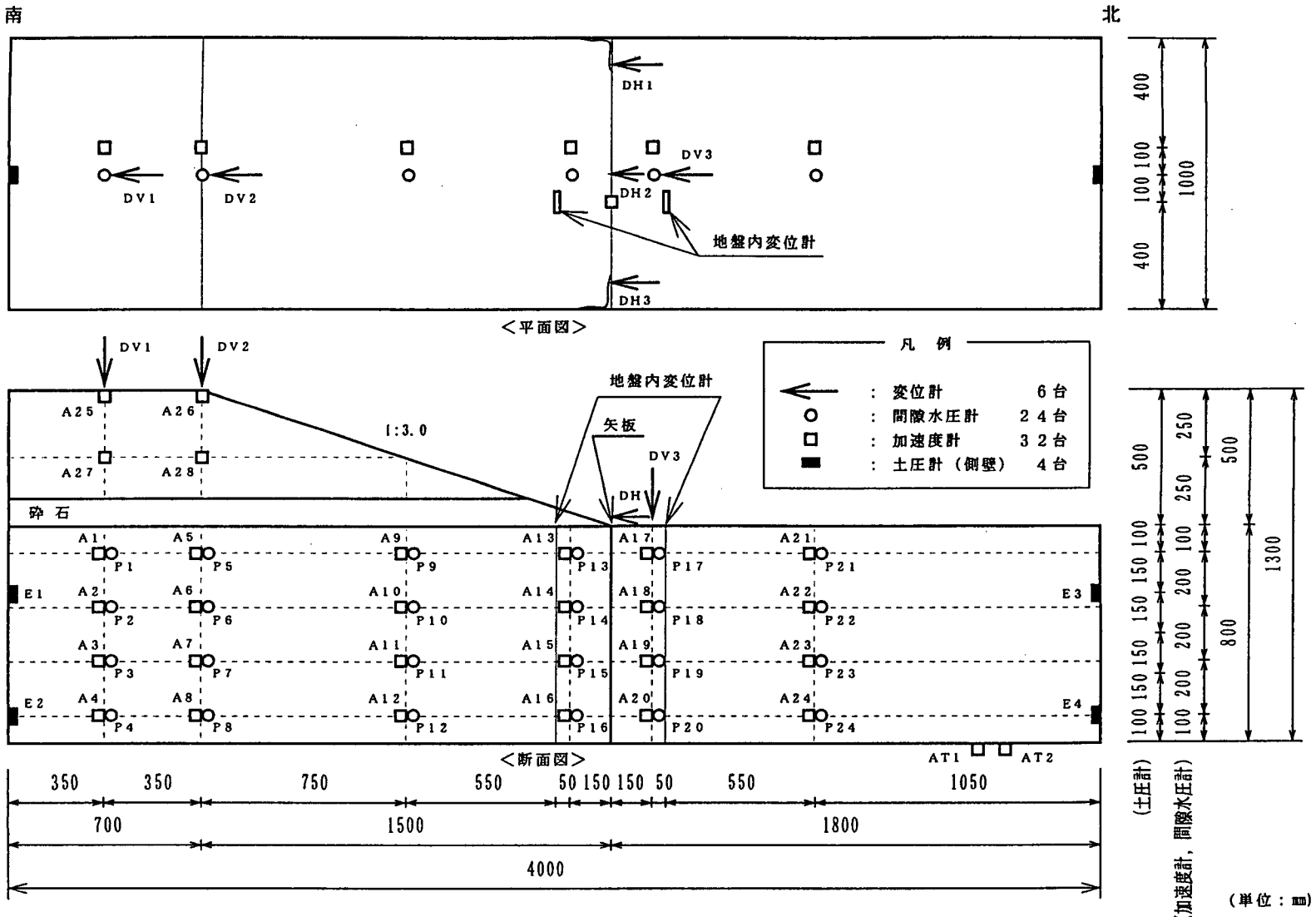
CASE6-2 STEP2 (300GAL/5HZ)



CASE6-2 STEP2 (300GAL/5HZ)

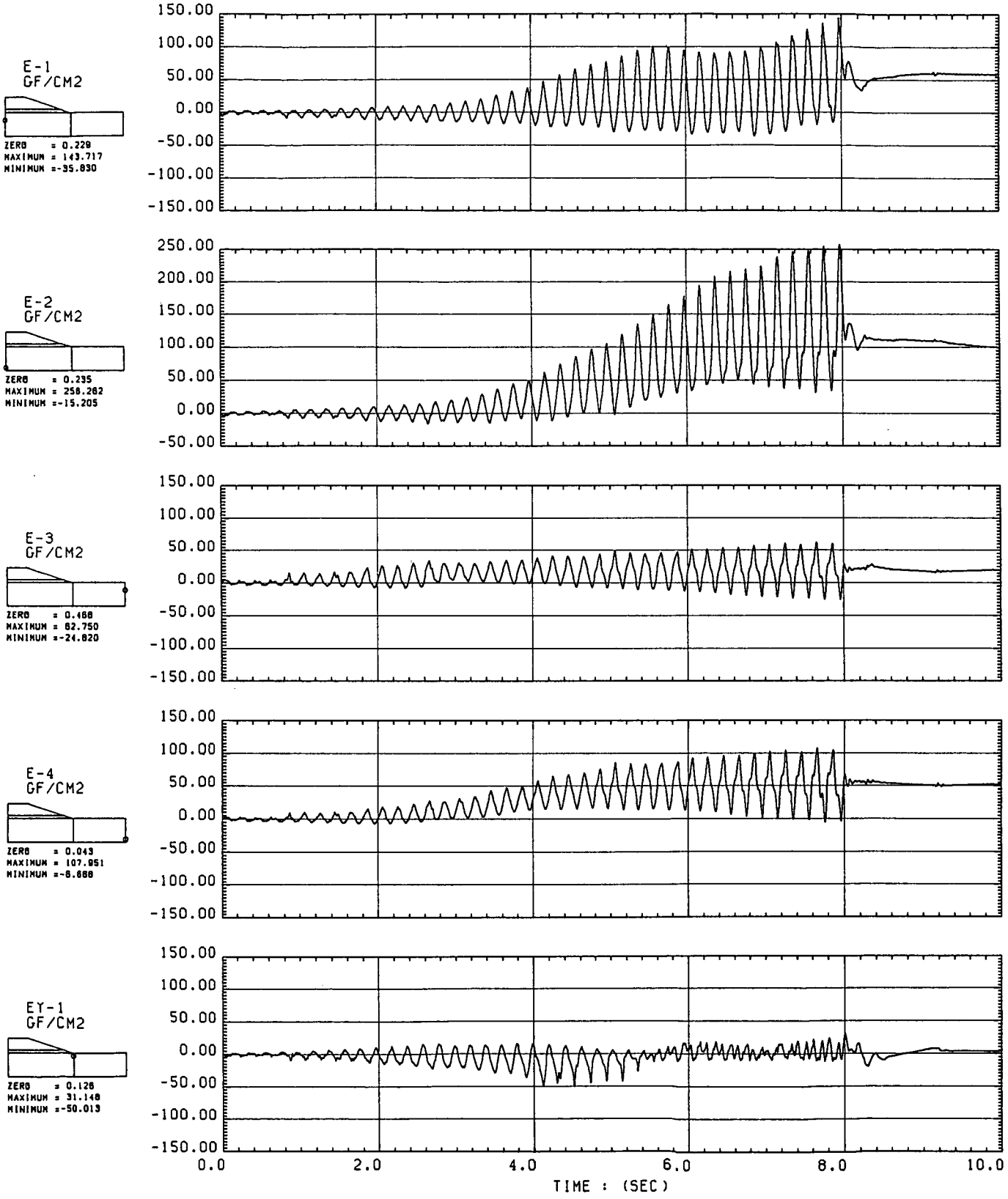


Case7

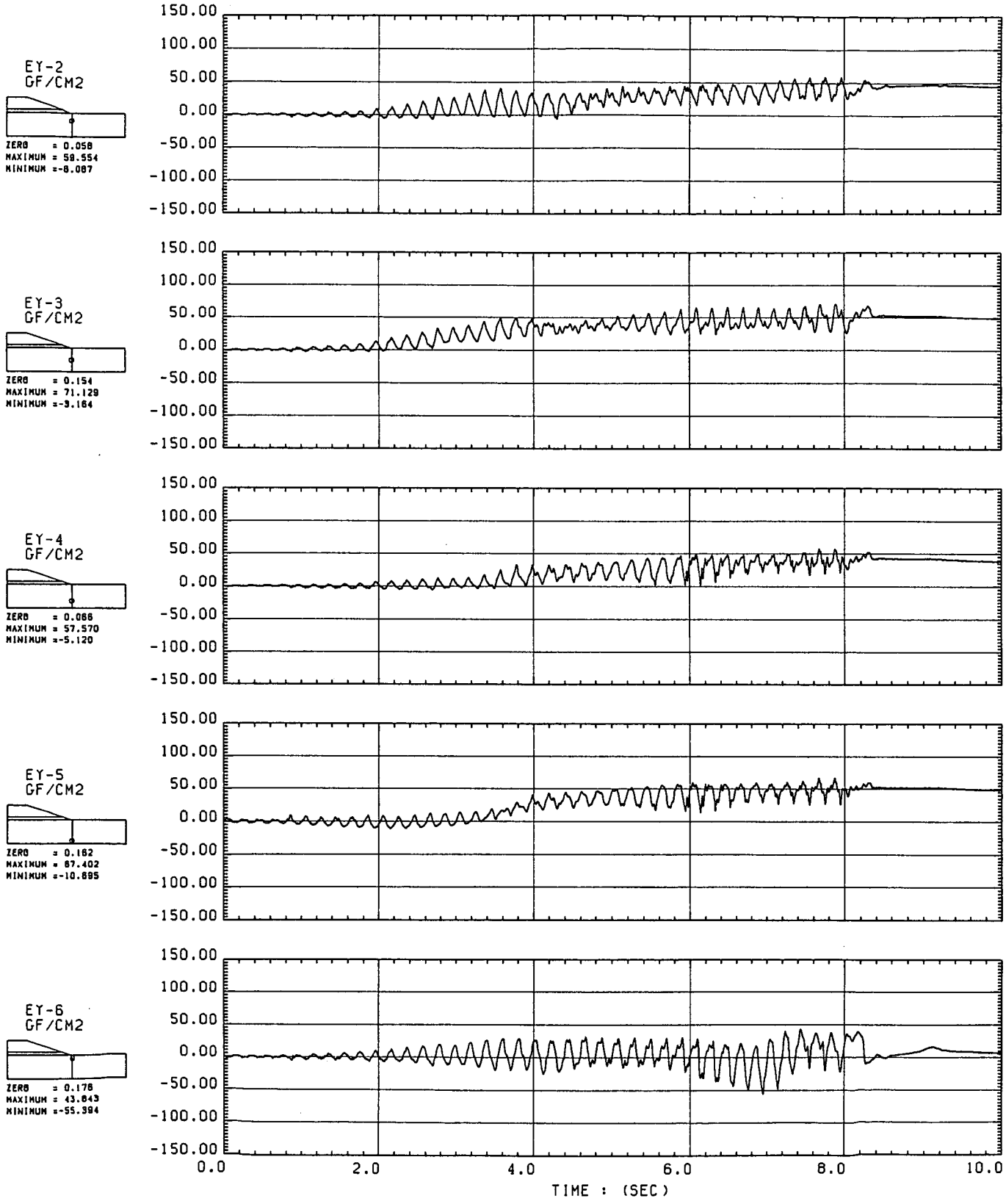


地盤の計測器設置位置

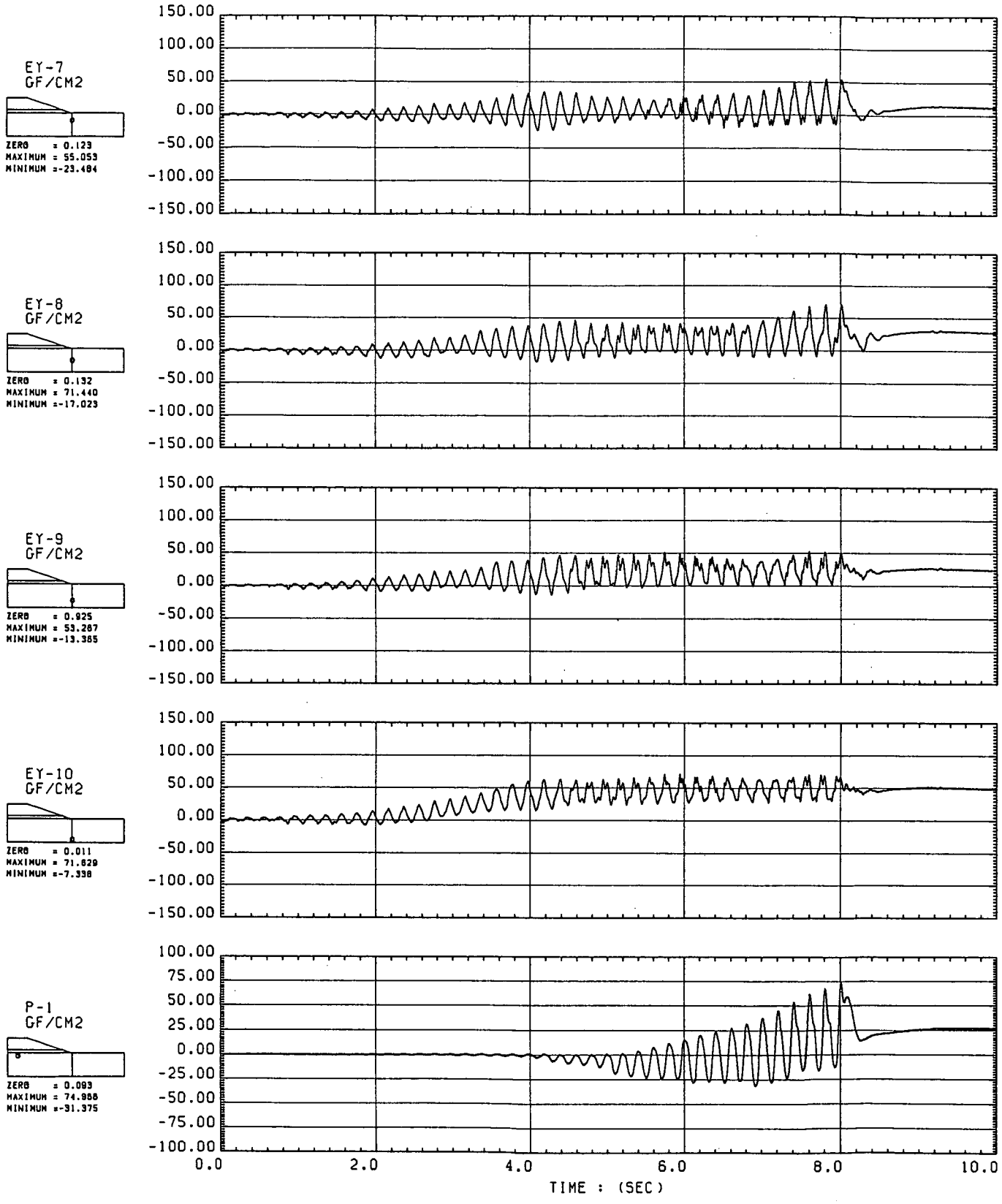
CASE7-1 STEP1 (400GAL/5HZ)



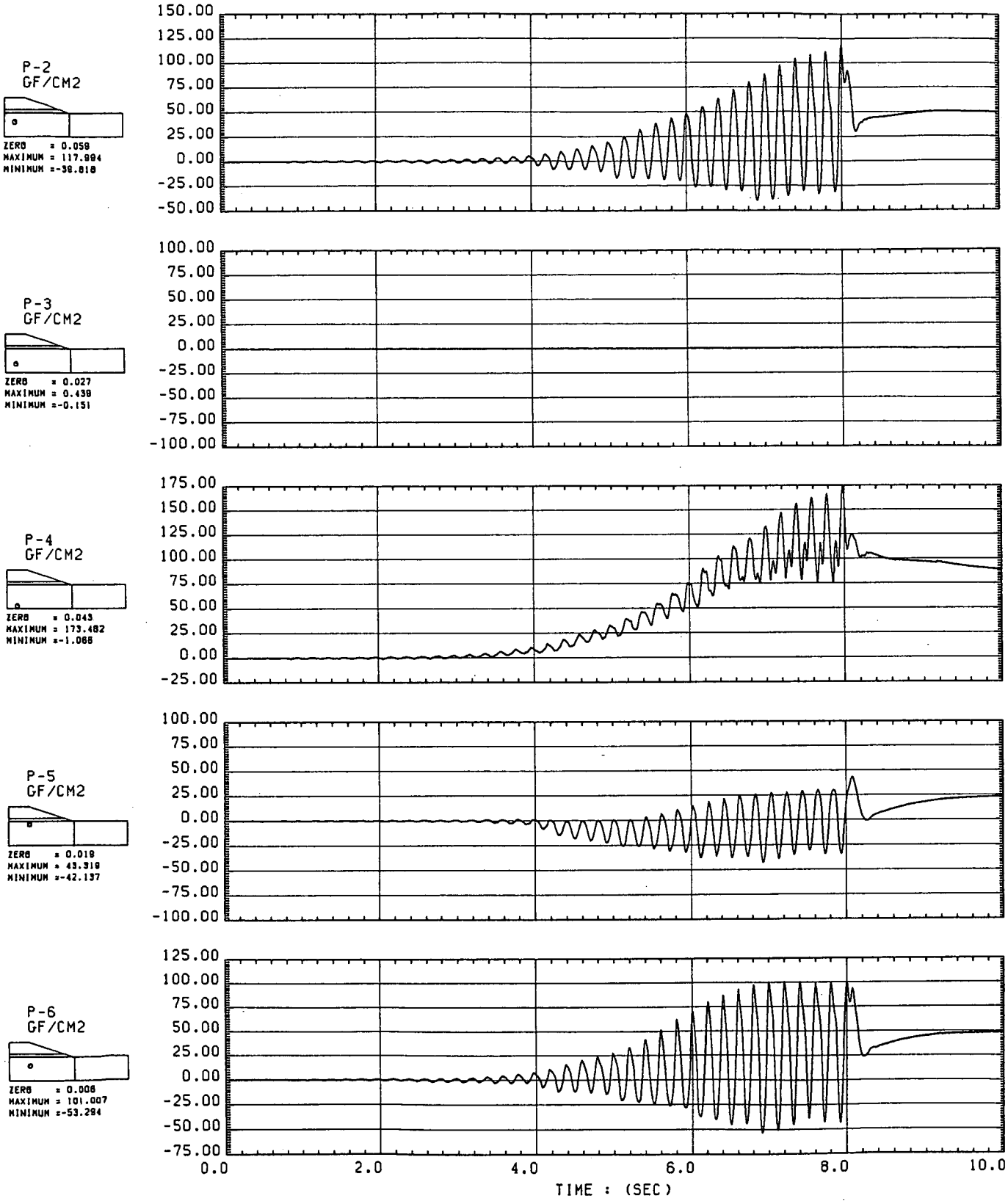
CASE7-1 STEP1 (400GAL/5HZ)



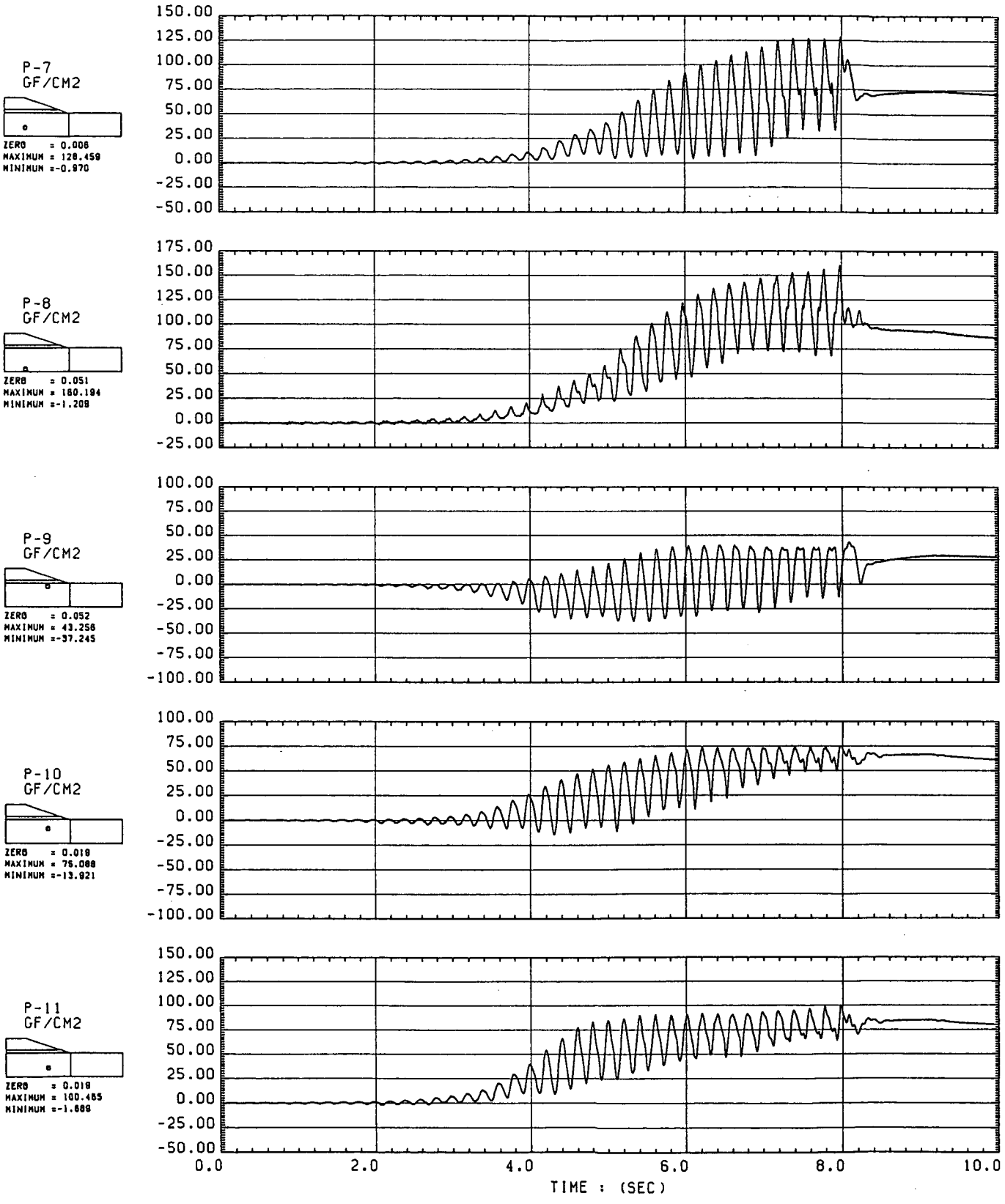
CASE7-1 STEP1 (400GAL/5HZ)



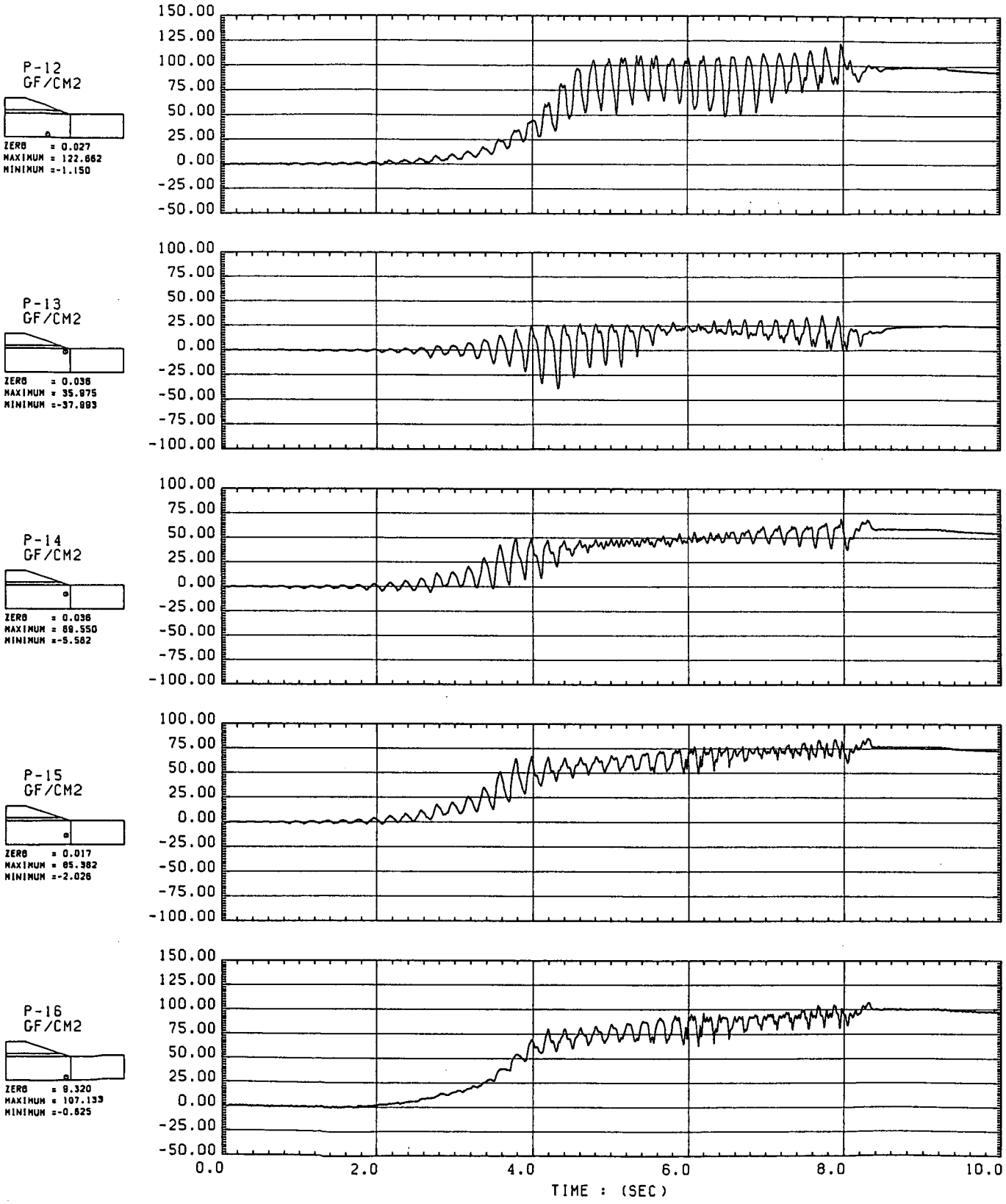
CASE7-1 STEP1 (400GAL/5HZ)



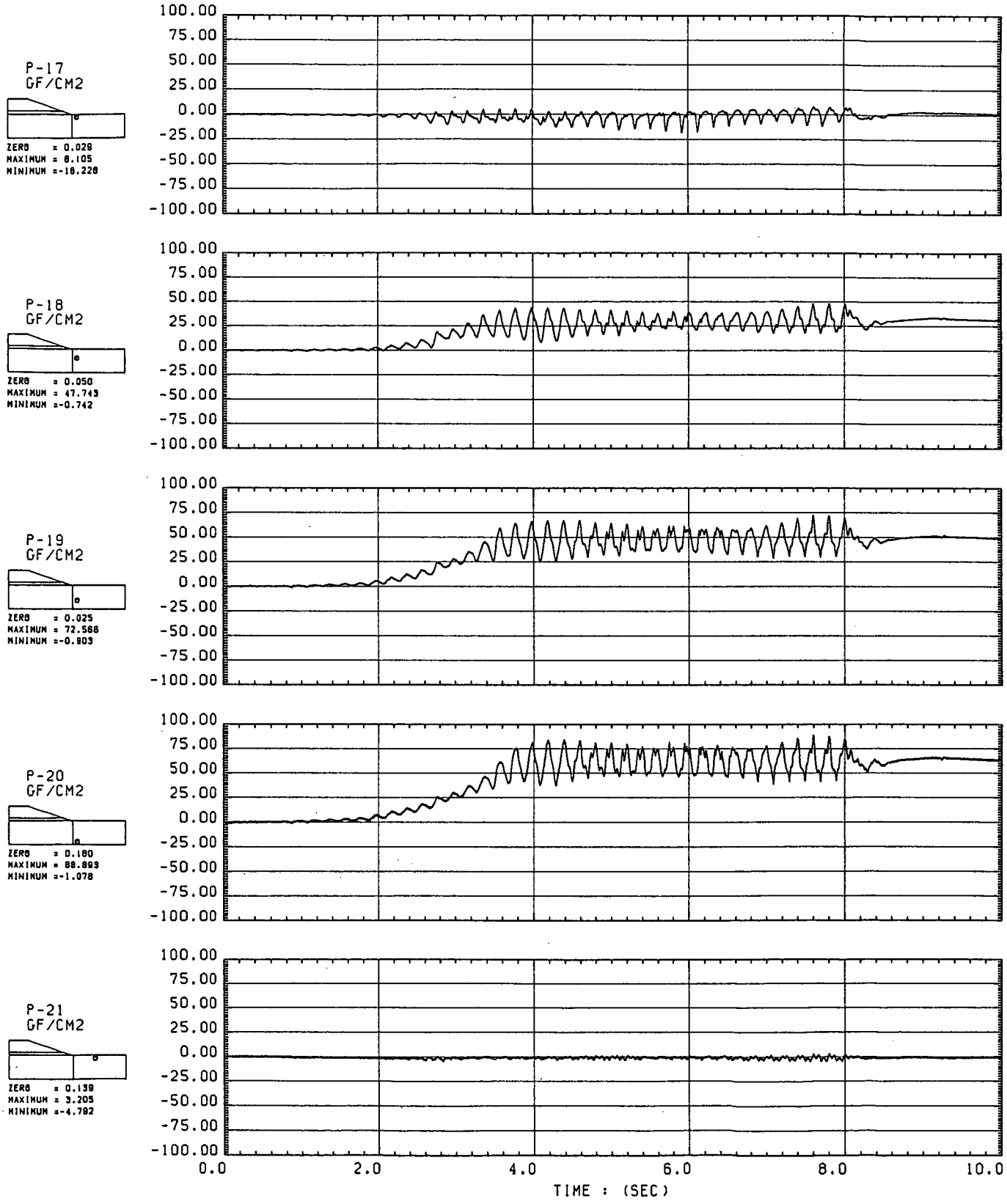
CASE7-1 STEP1 (400GAL/5HZ)



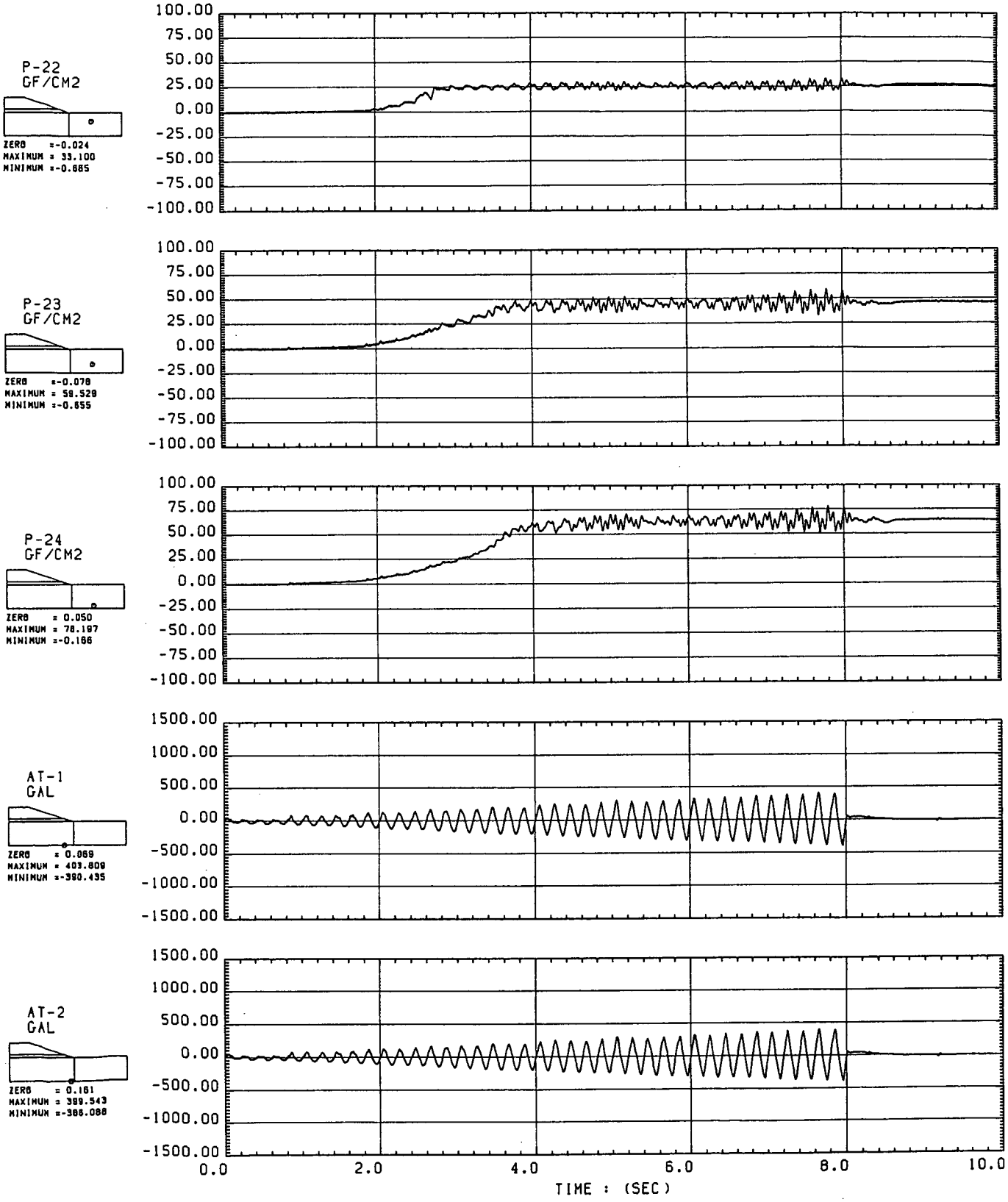
CASE7-1 STEP1 (400GAL/5HZ)



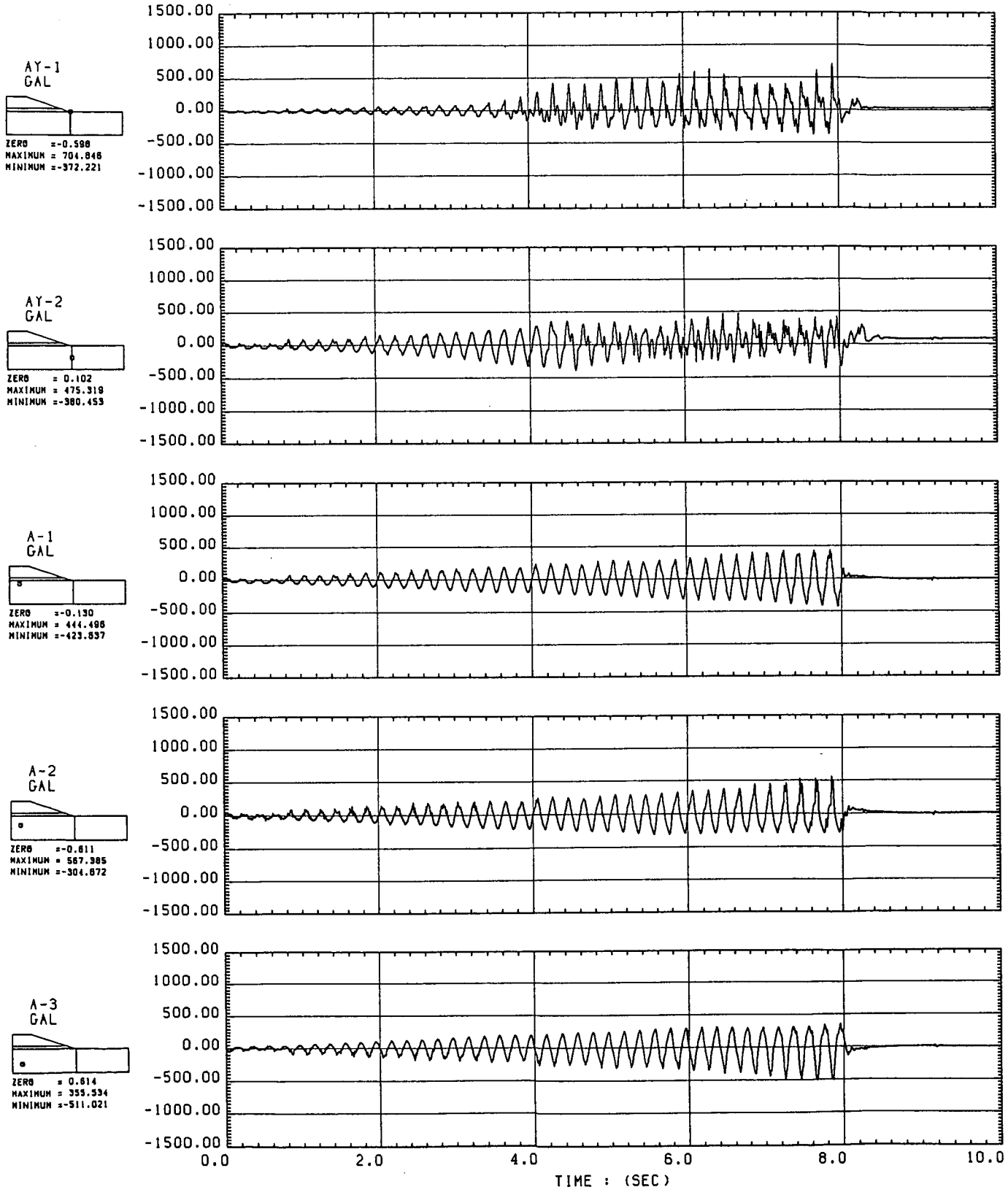
CASE7-1 STEP1 (400GAL/5HZ)



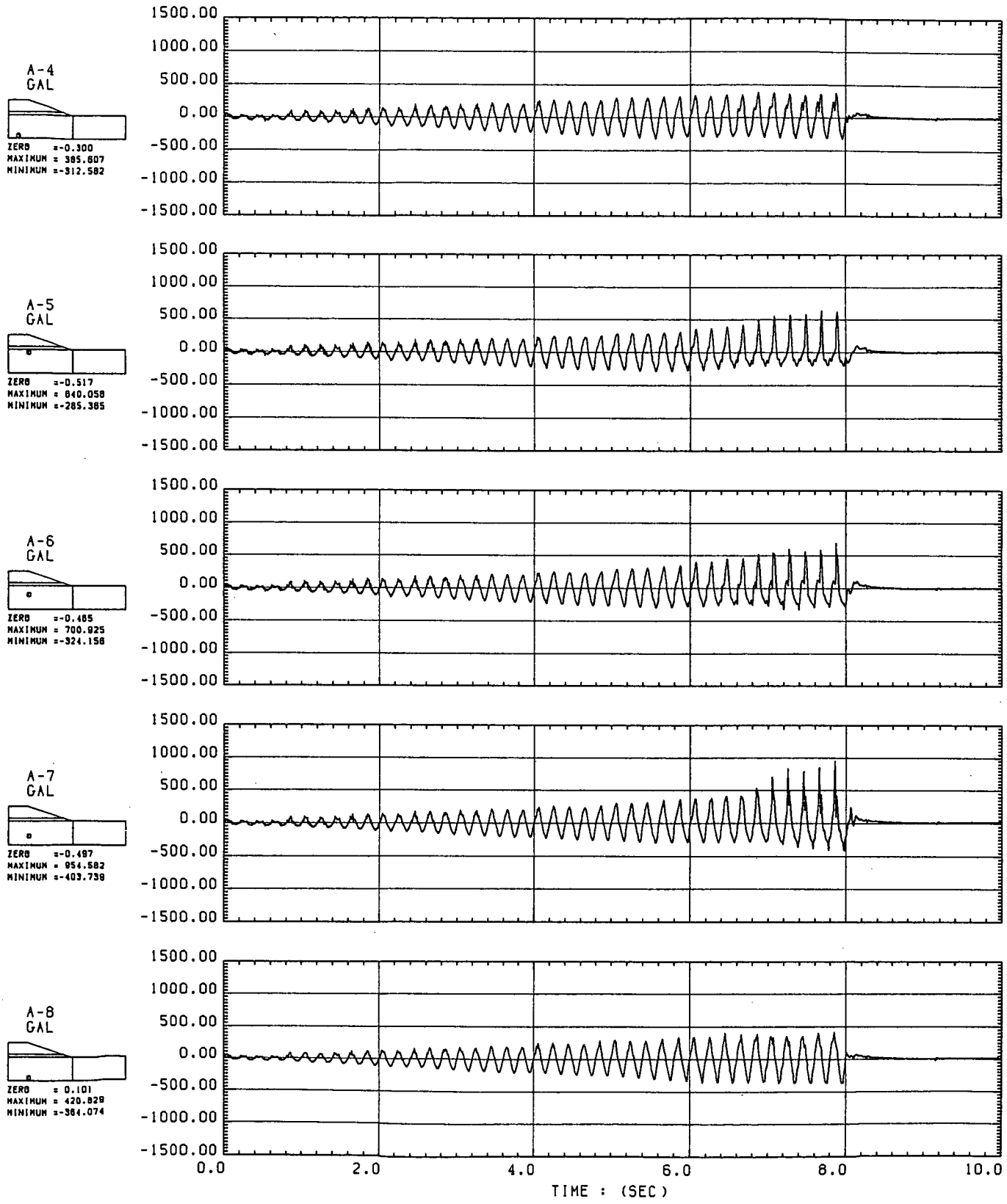
CASE7-1 STEP1 (400GAL/5HZ)



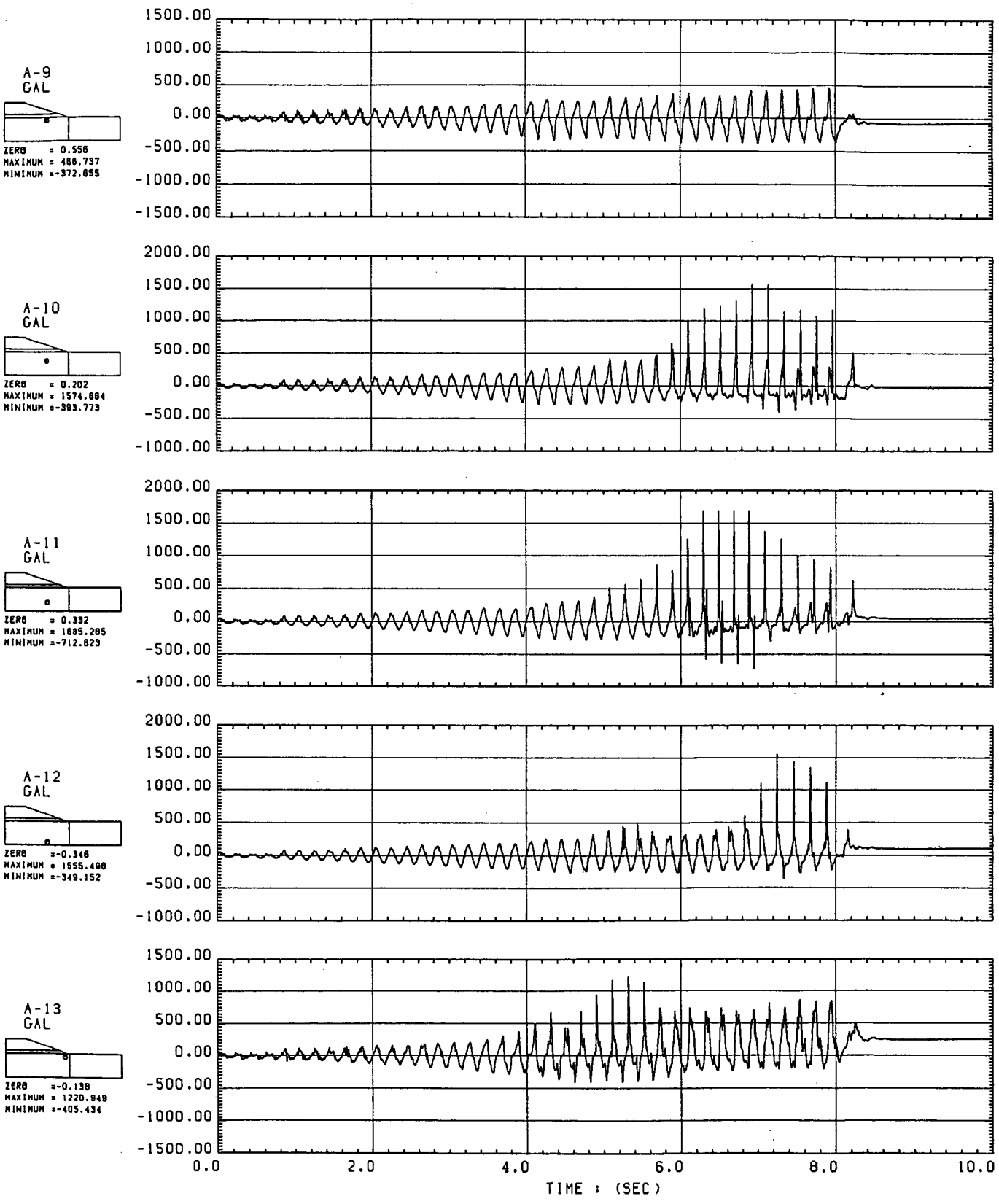
CASE7-1 STEP1 (400GAL/5HZ)



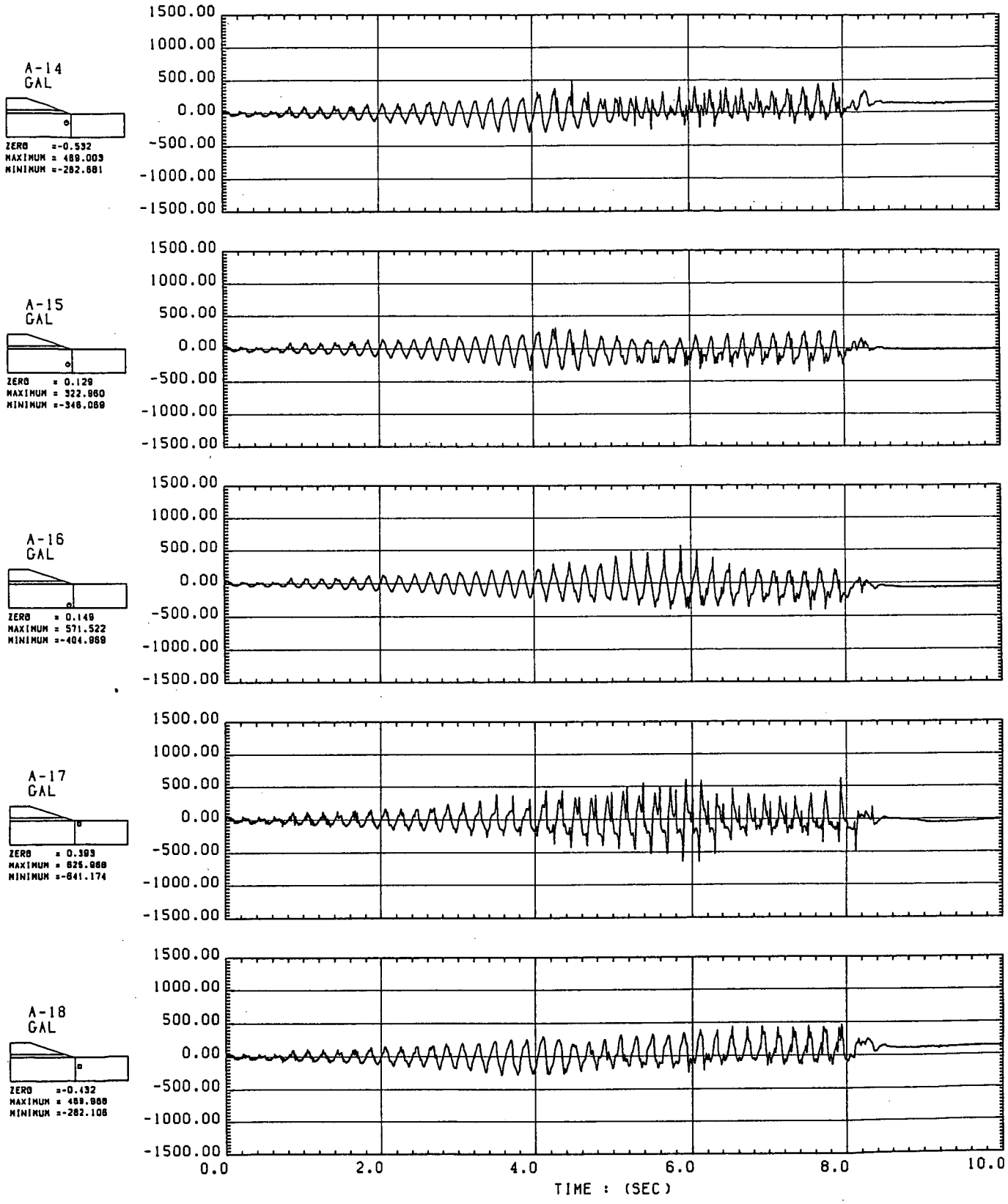
CASE7-1 STEP1 (400GAL/5HZ)



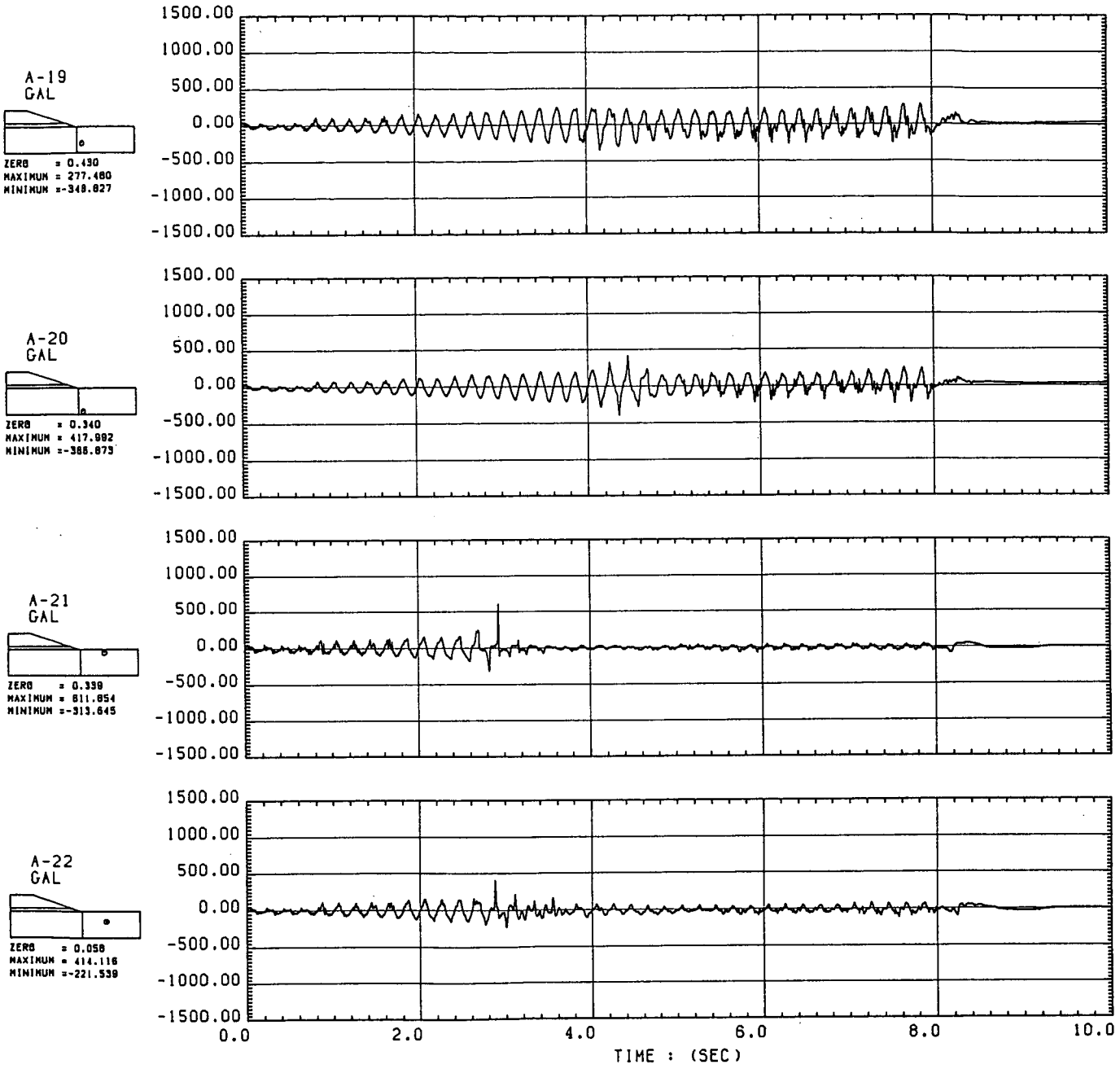
CASE7-1 STEP1 (400GAL/5HZ)



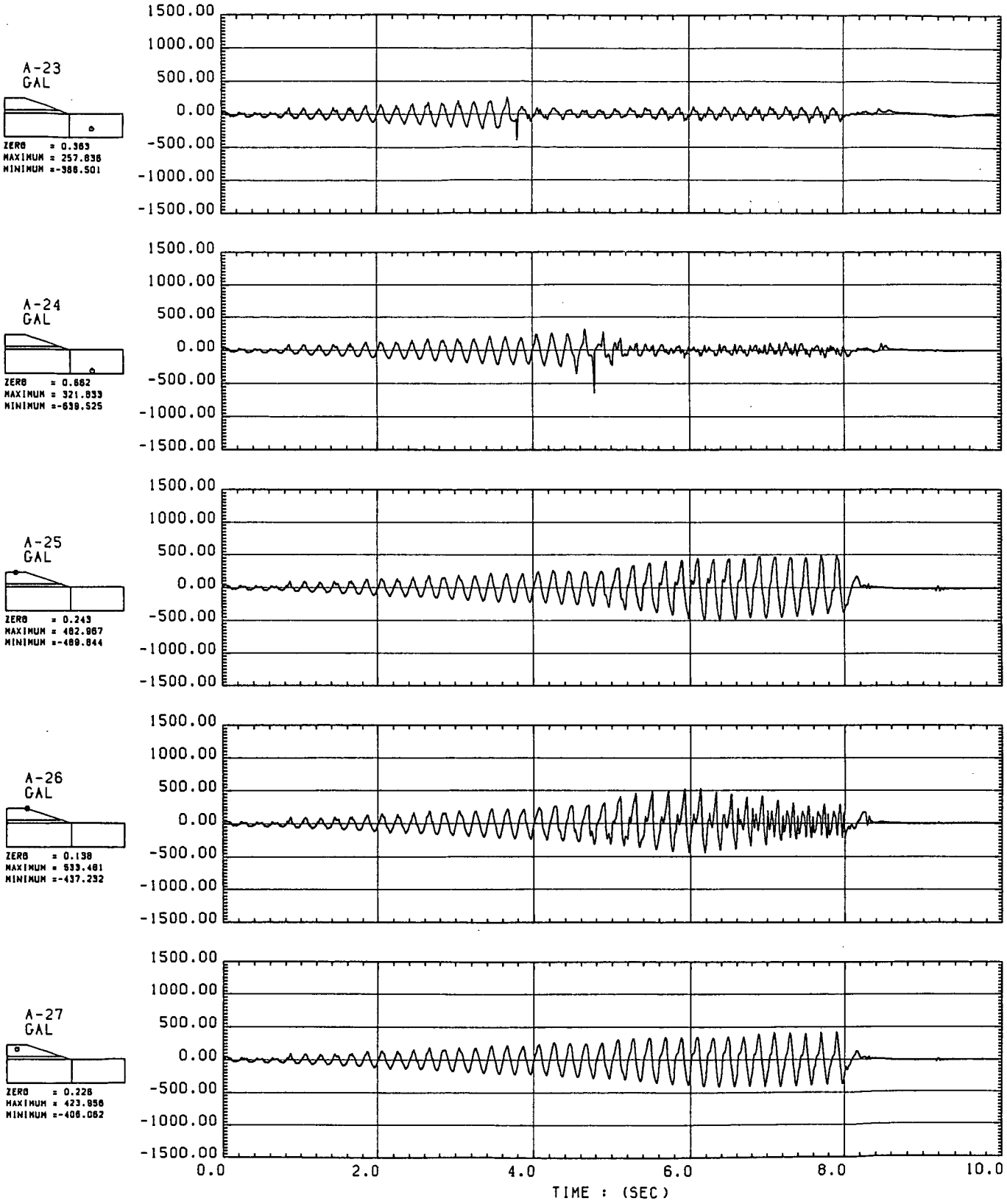
CASE7-1 STEP1 (400GAL/5HZ)



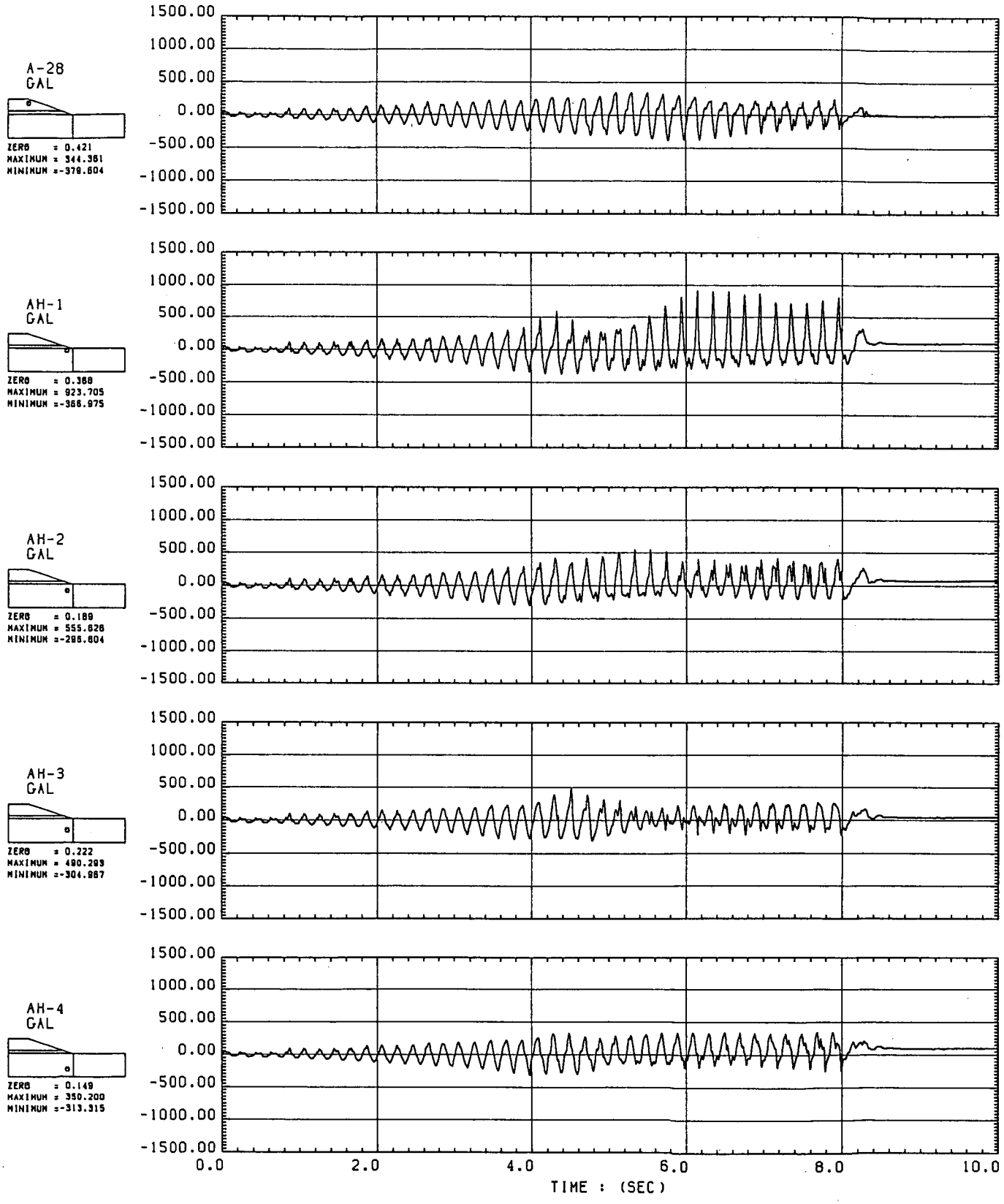
CASE7-1 STEP1 (400GAL/5HZ)



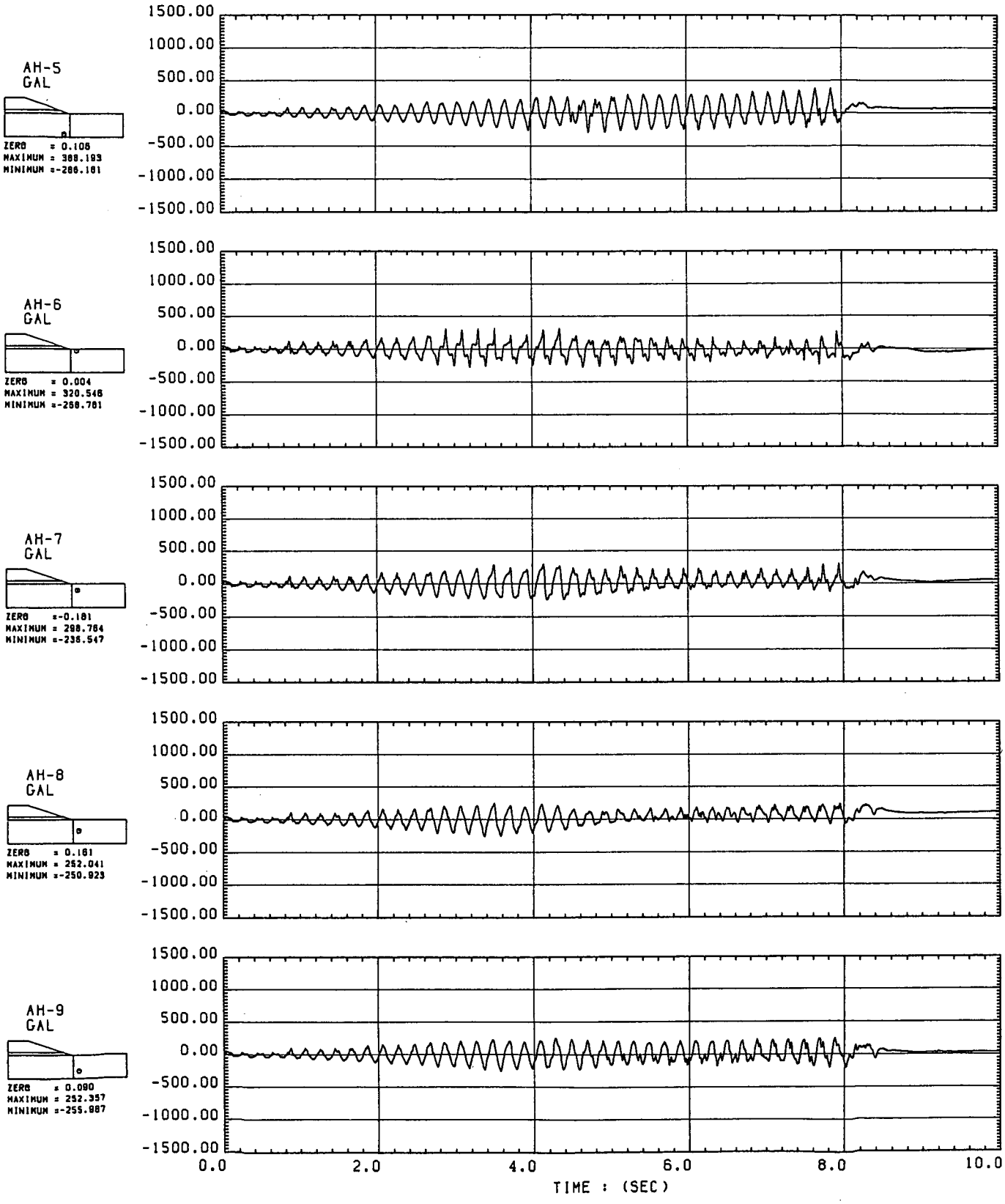
CASE7-2 STEP1 (400GAL/5HZ)



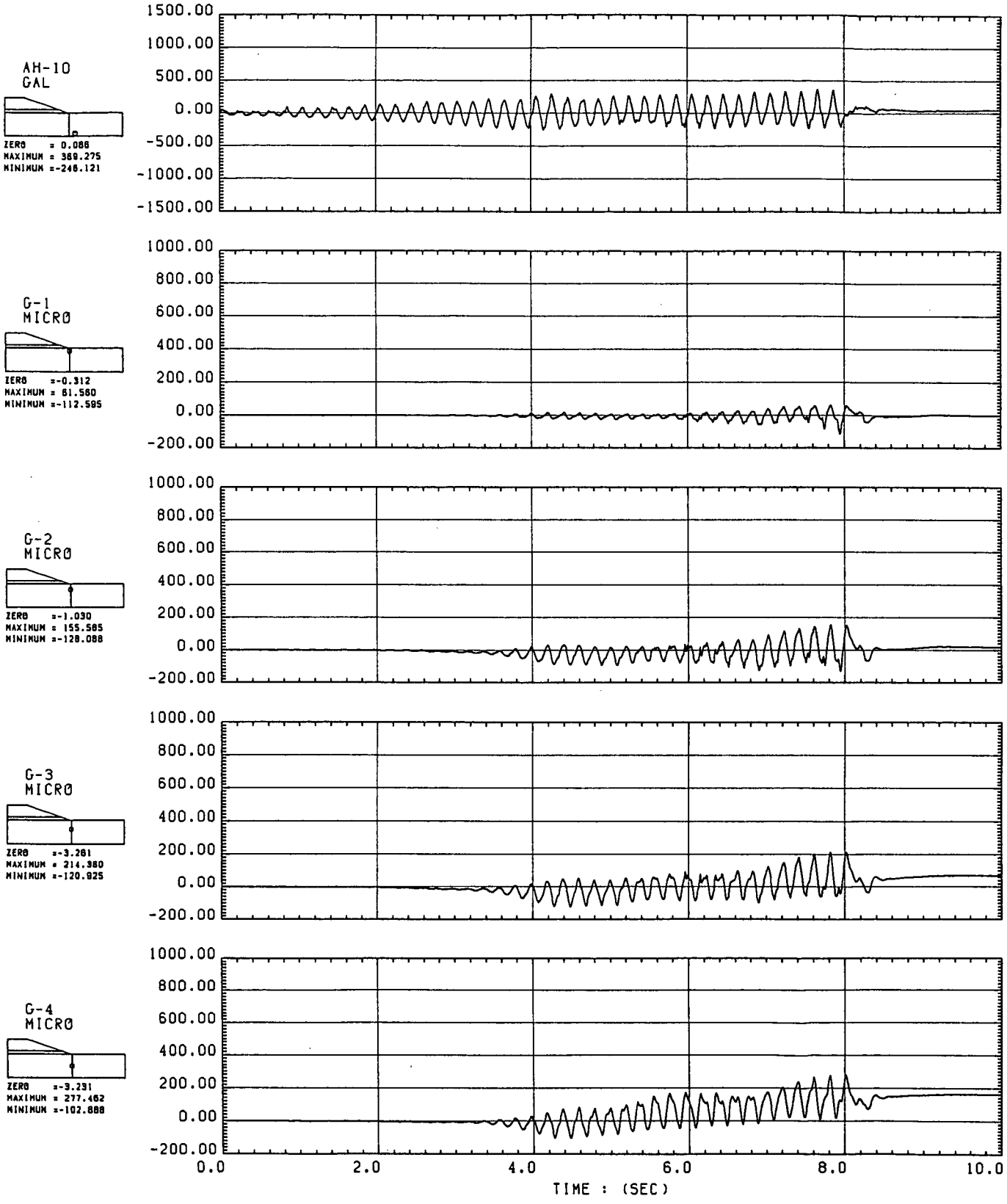
CASE7-2 STEP1 (400GAL/5HZ)



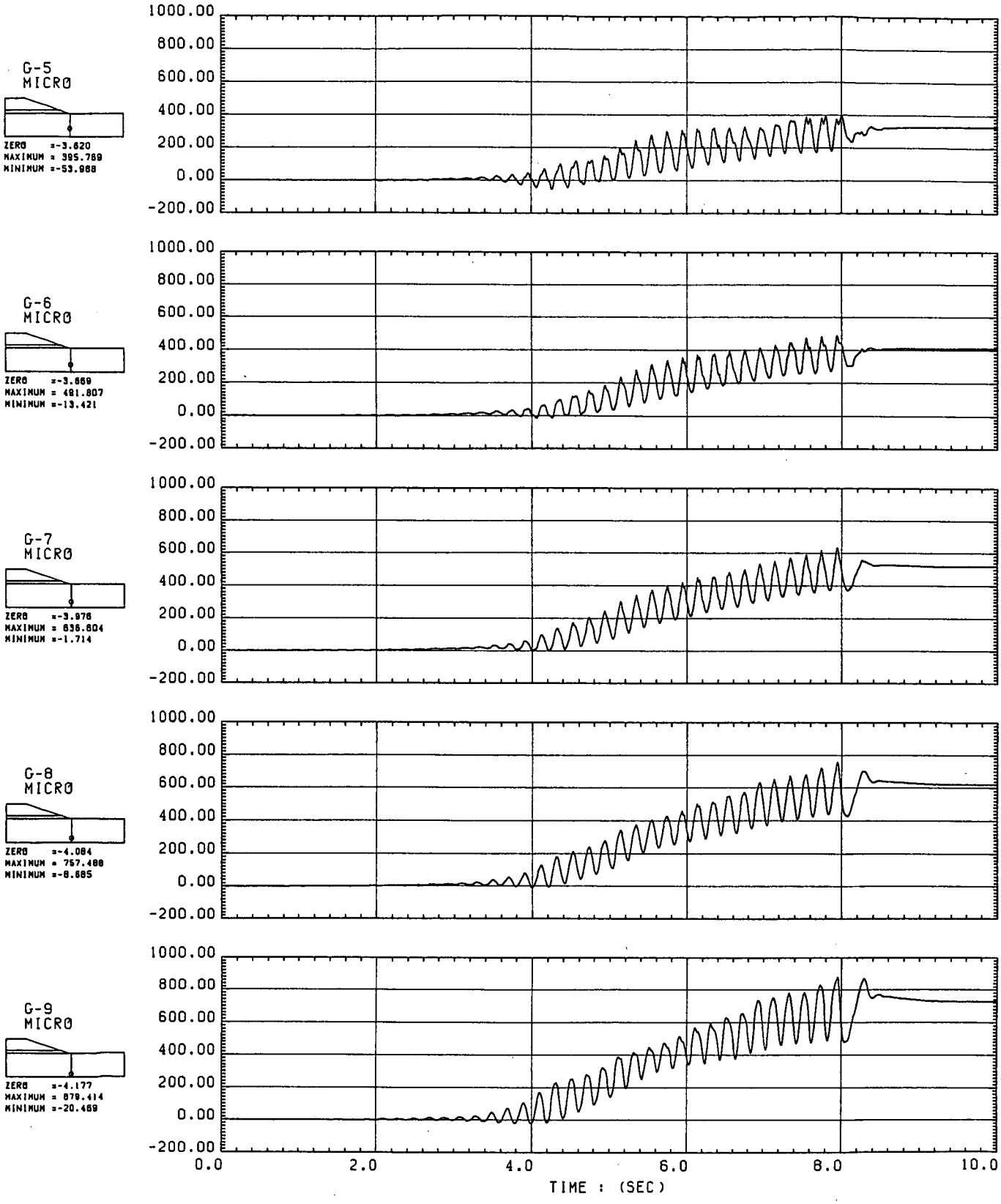
CASE7-2 STEP1 (400GAL/5HZ)



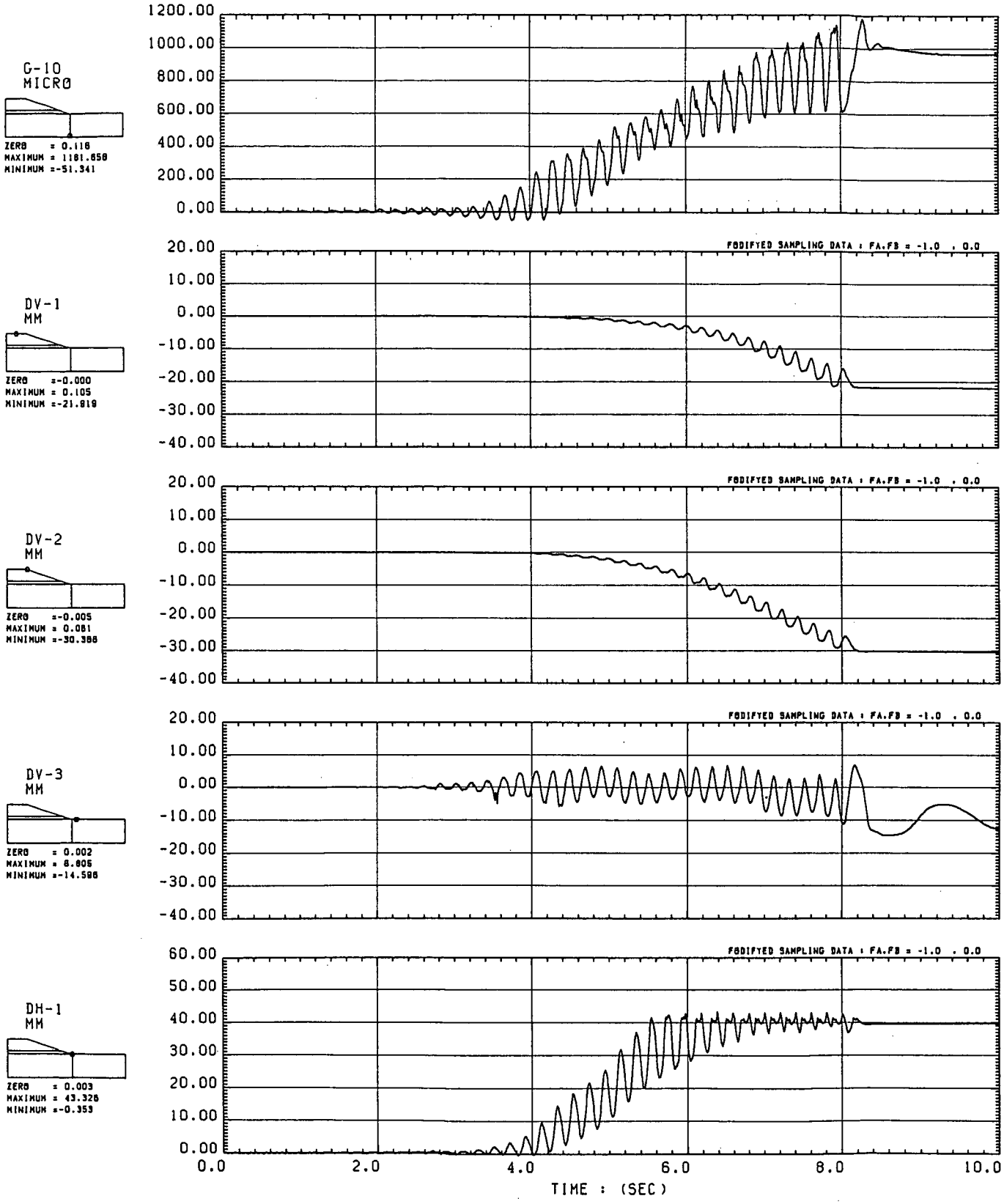
CASE7-2 STEP1 (400GAL/5HZ)



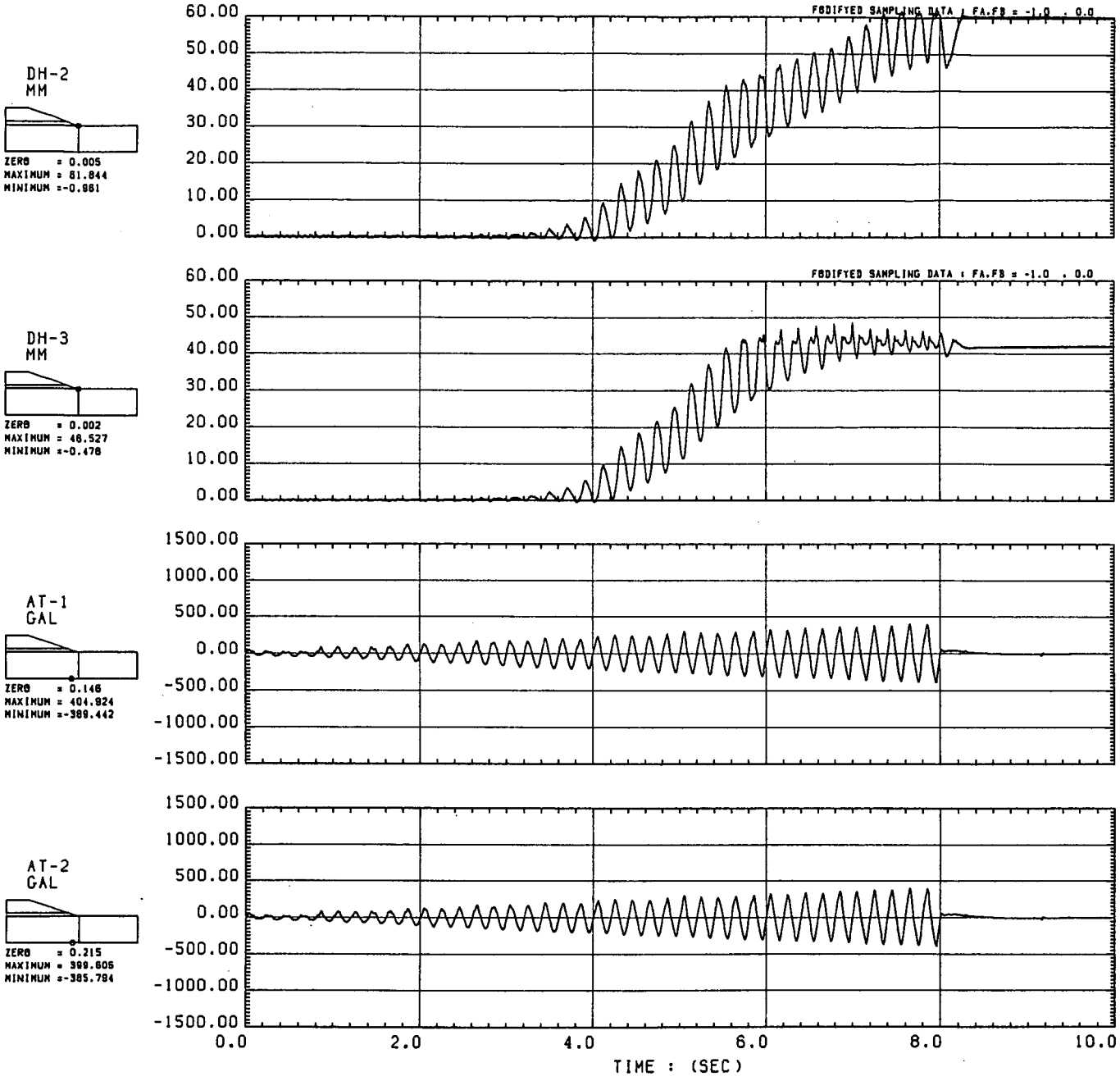
CASE7-2 STEP1 (400GAL/5HZ)



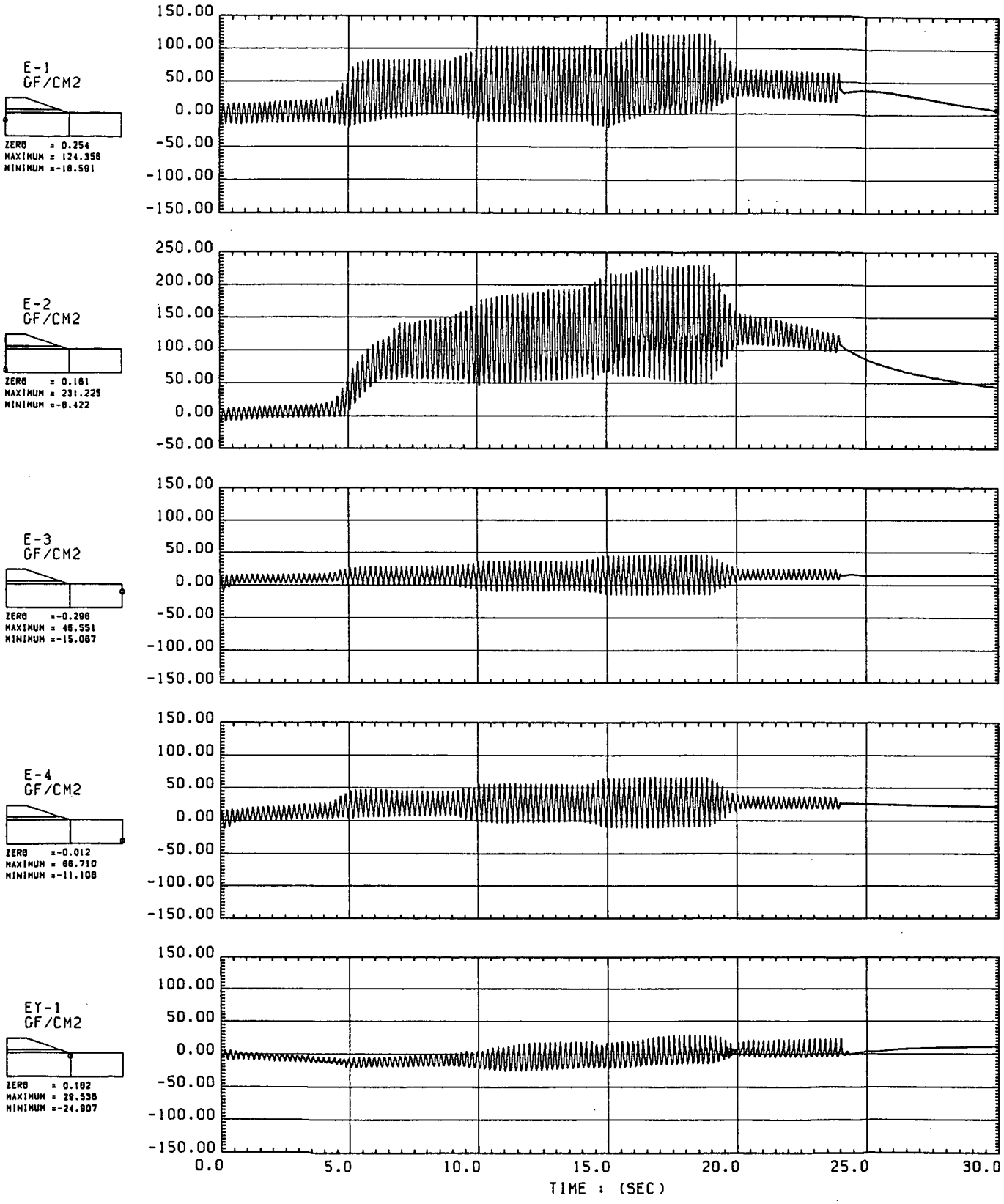
CASE7-2 STEP1 (400GAL/5HZ)



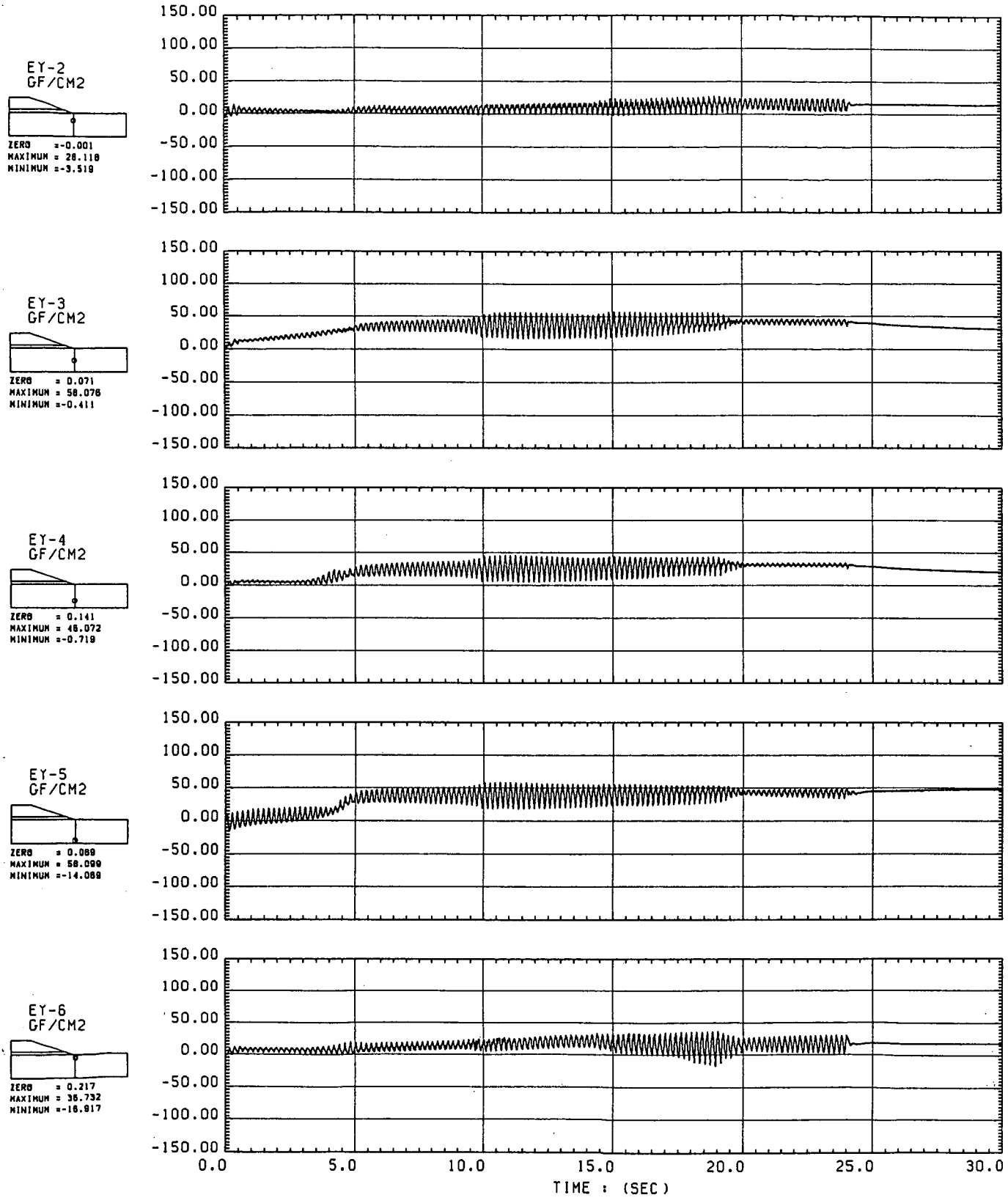
CASE7-2 STEP1 (400GAL/5HZ)



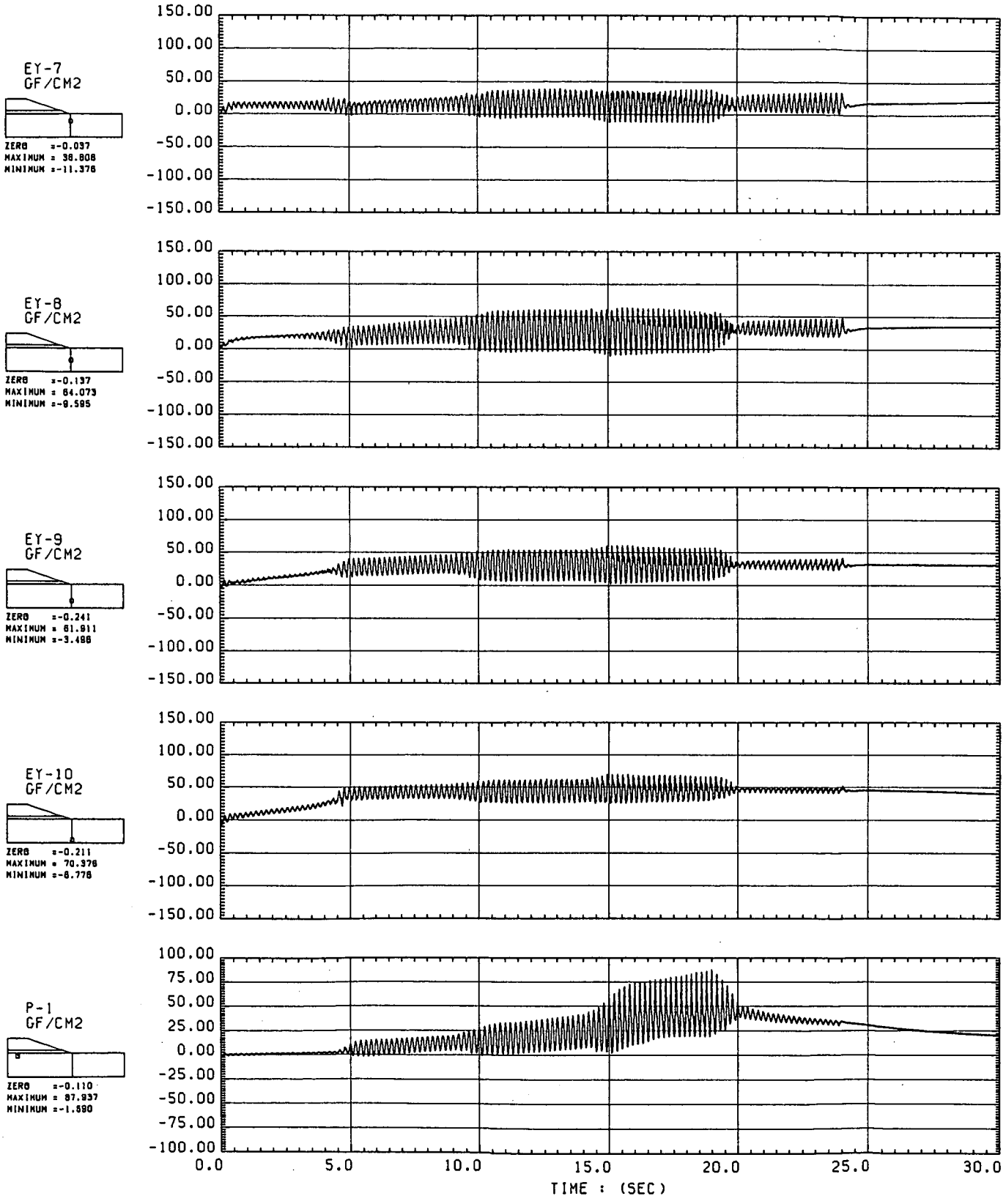
CASE7-1 STEP2 (300GAL/5HZ)



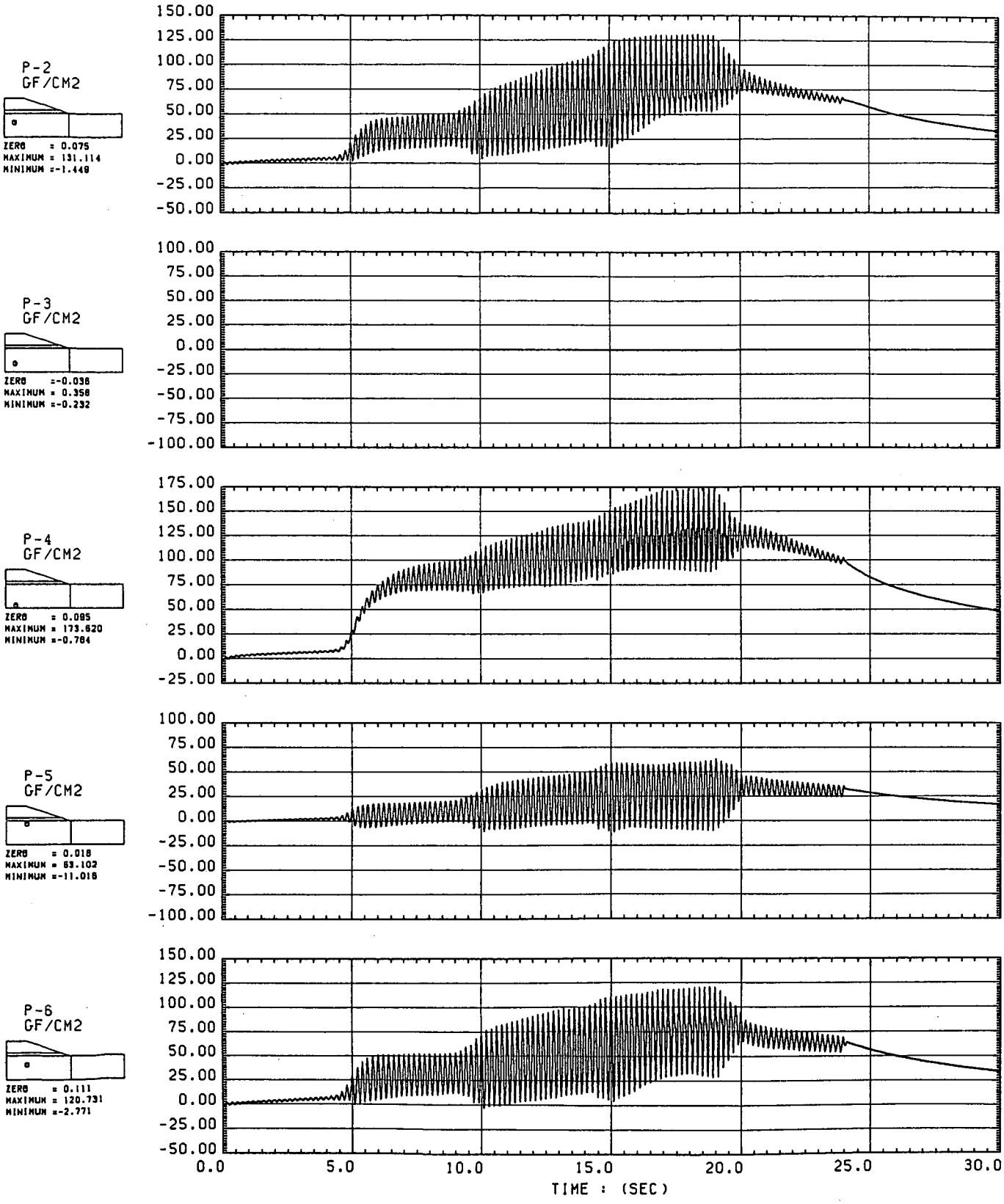
CASE7-1 STEP2 (300GAL/5HZ)



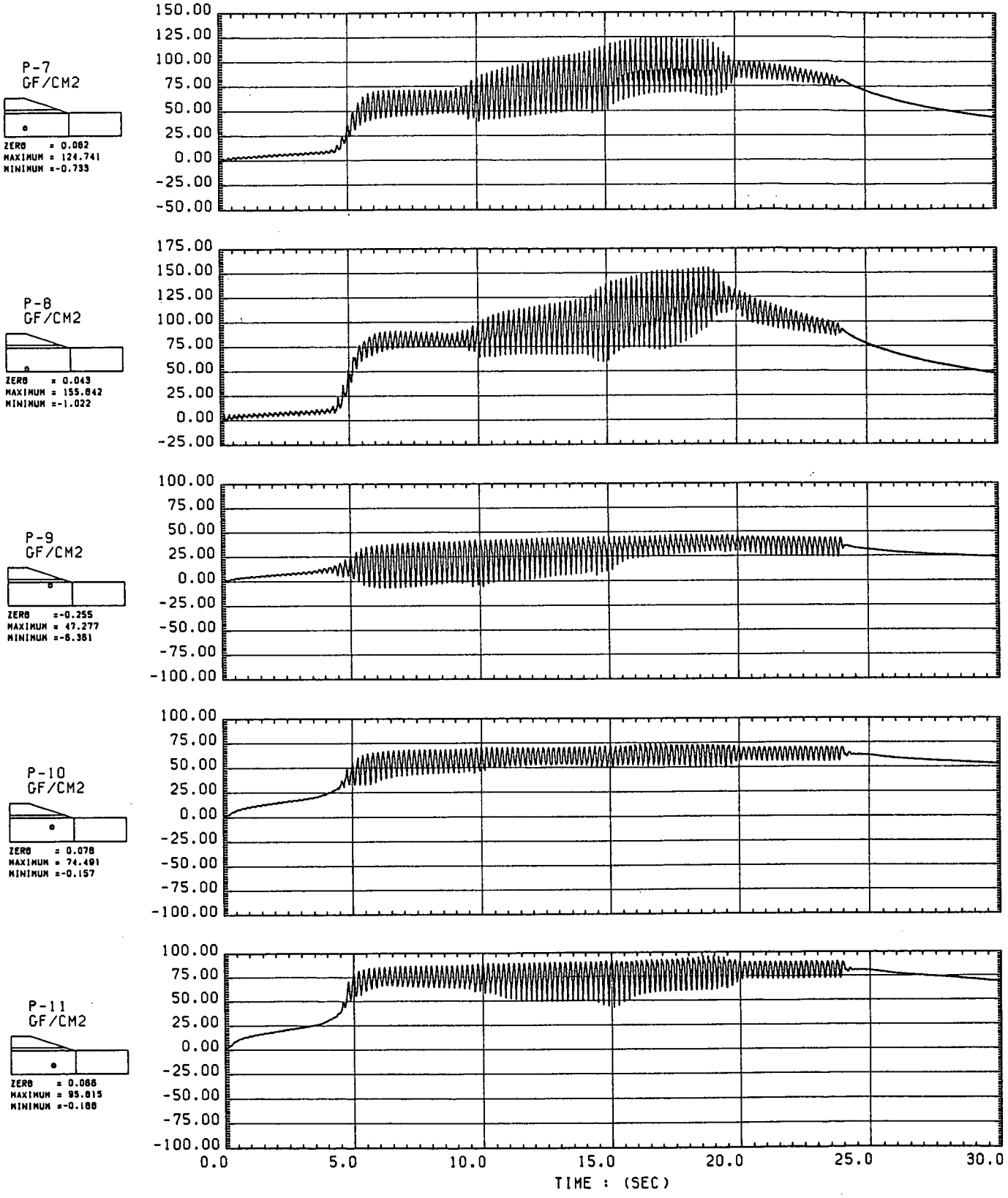
CASE7-1 STEP2 (300GAL/5HZ)



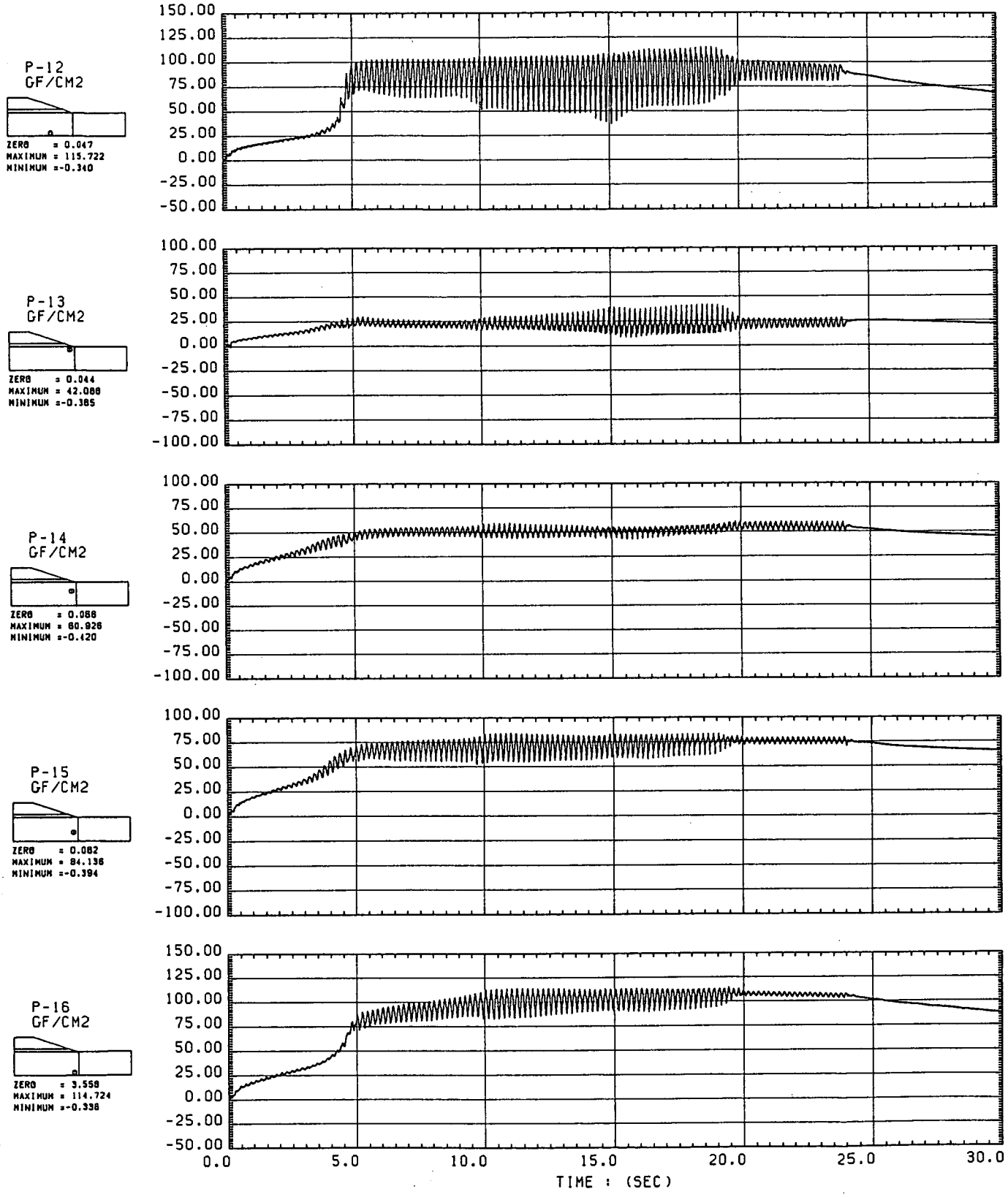
CASE7-1 STEP2 (300GAL/5HZ)



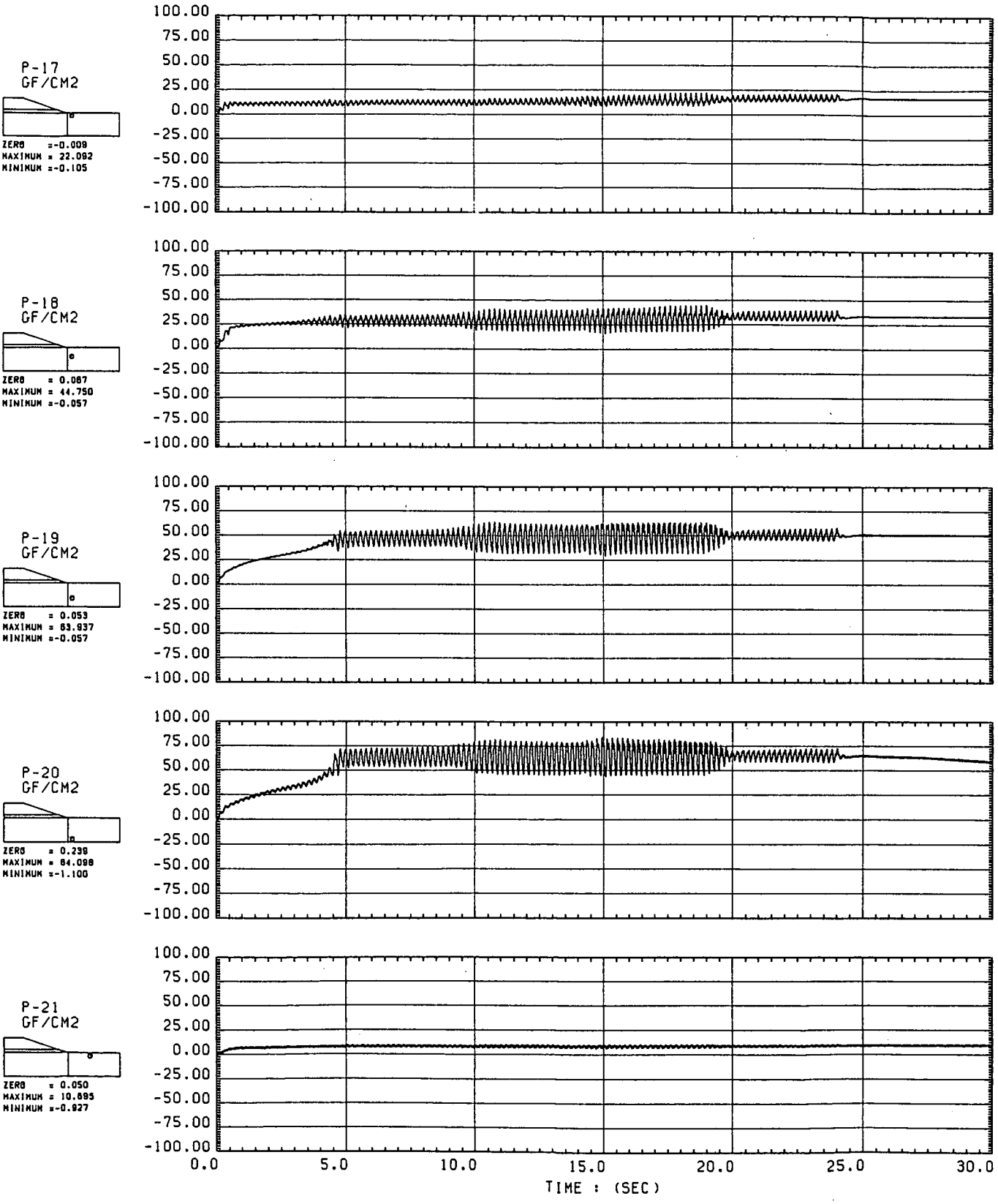
CASE7-1 STEP2 (300GAL/5HZ)



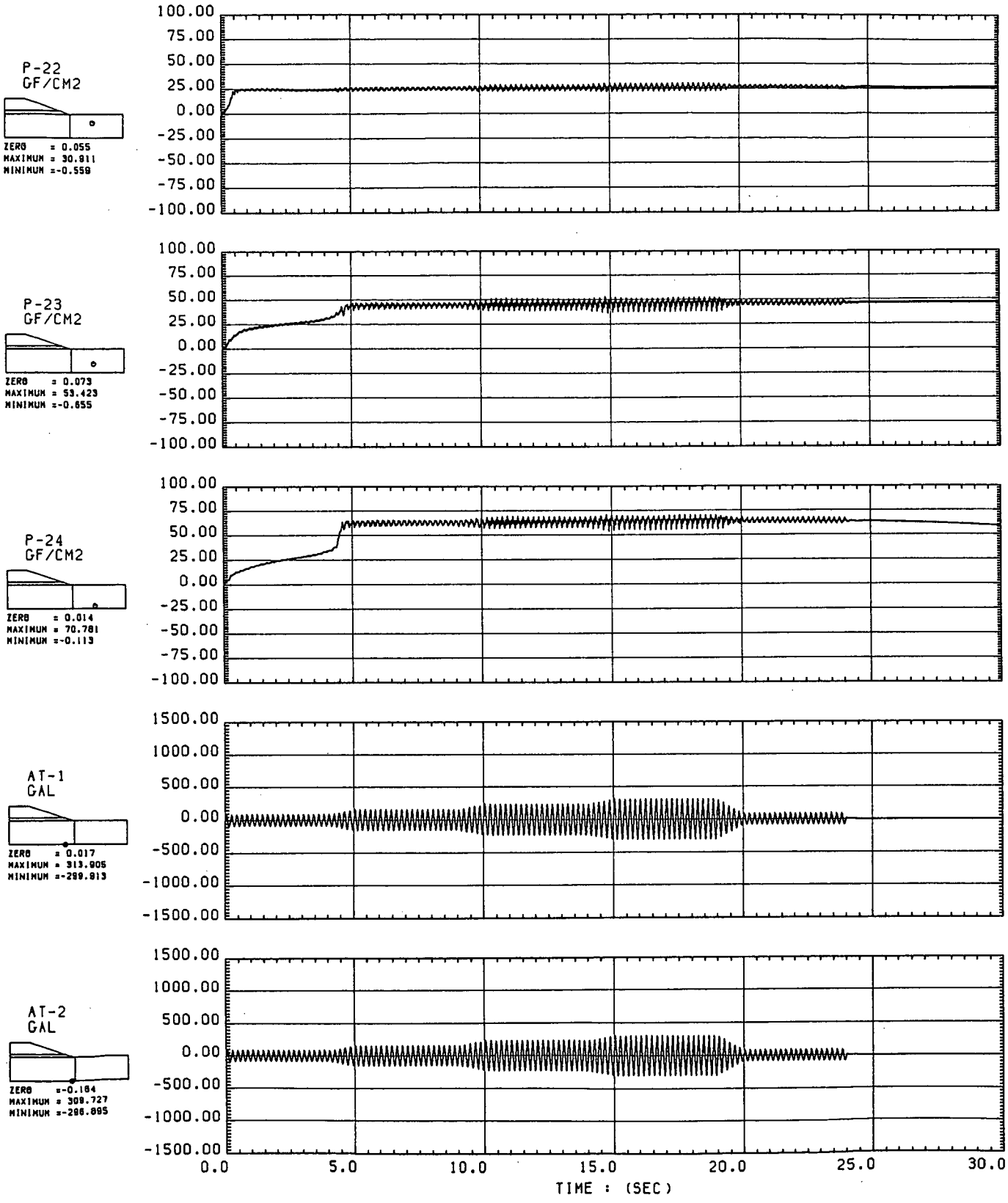
CASE7-1 STEP2 (300GAL/5HZ)



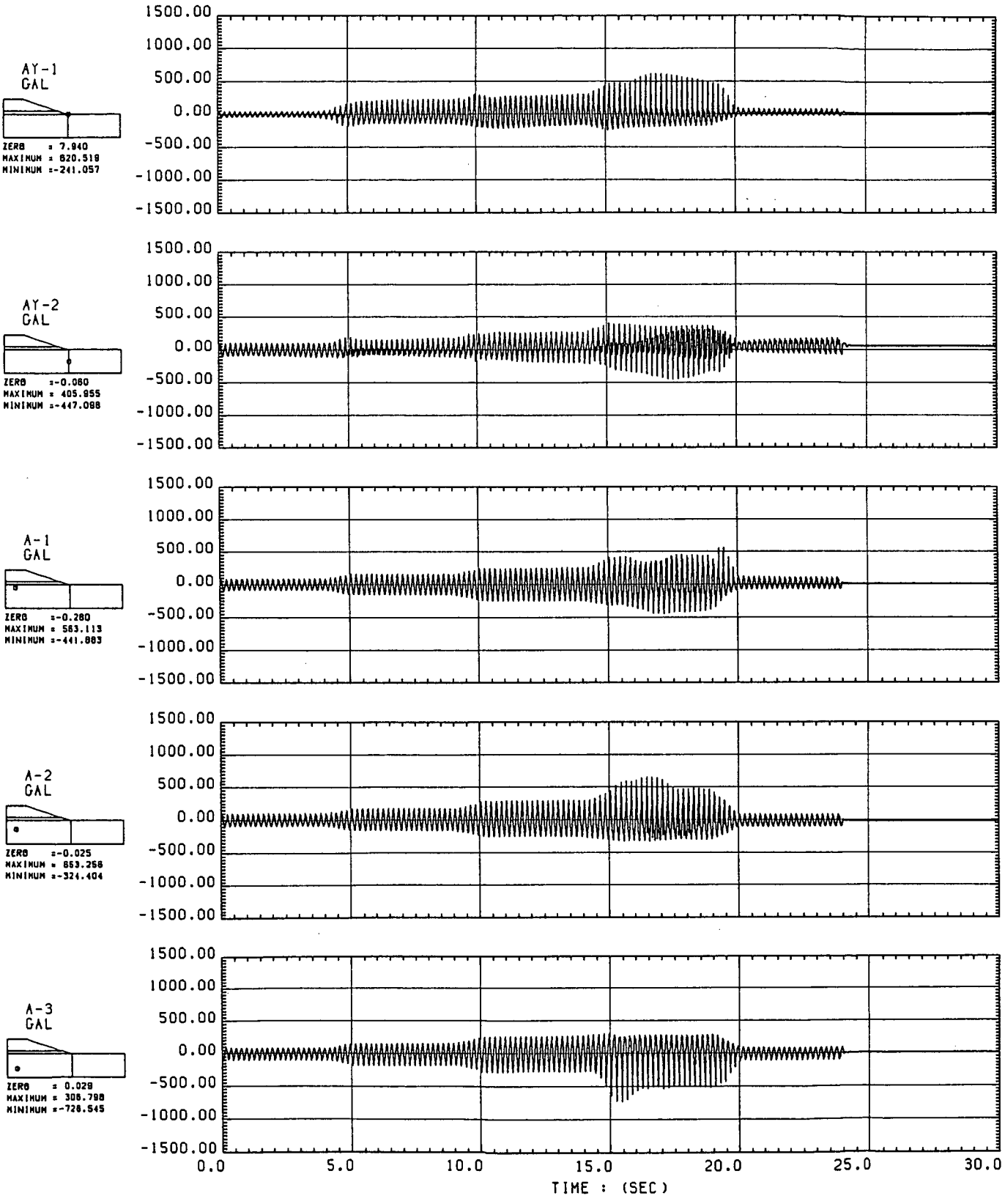
CASE7-1 STEP2 (300GAL/5HZ)



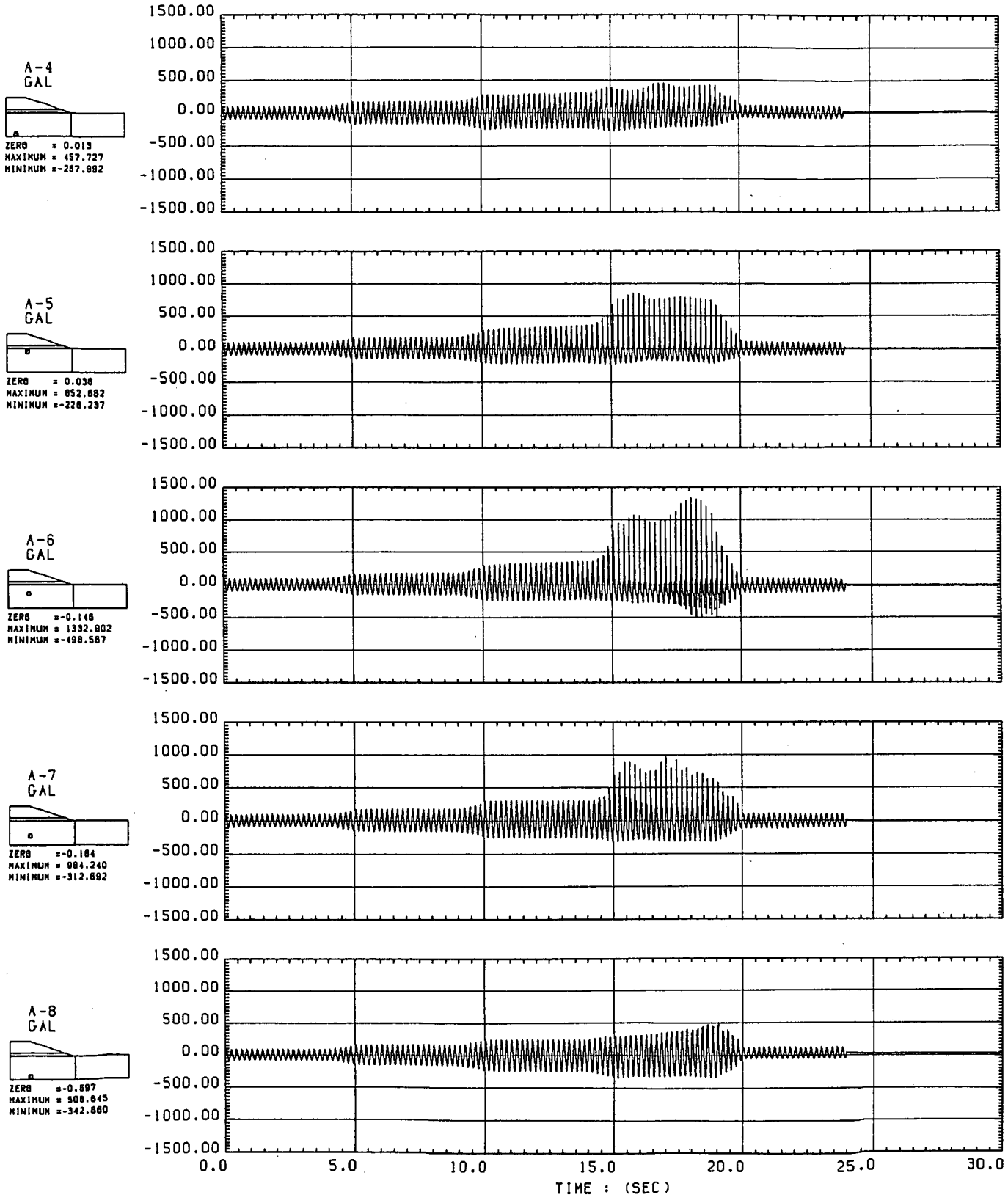
CASE7-1 STEP2 (300GAL/5HZ)



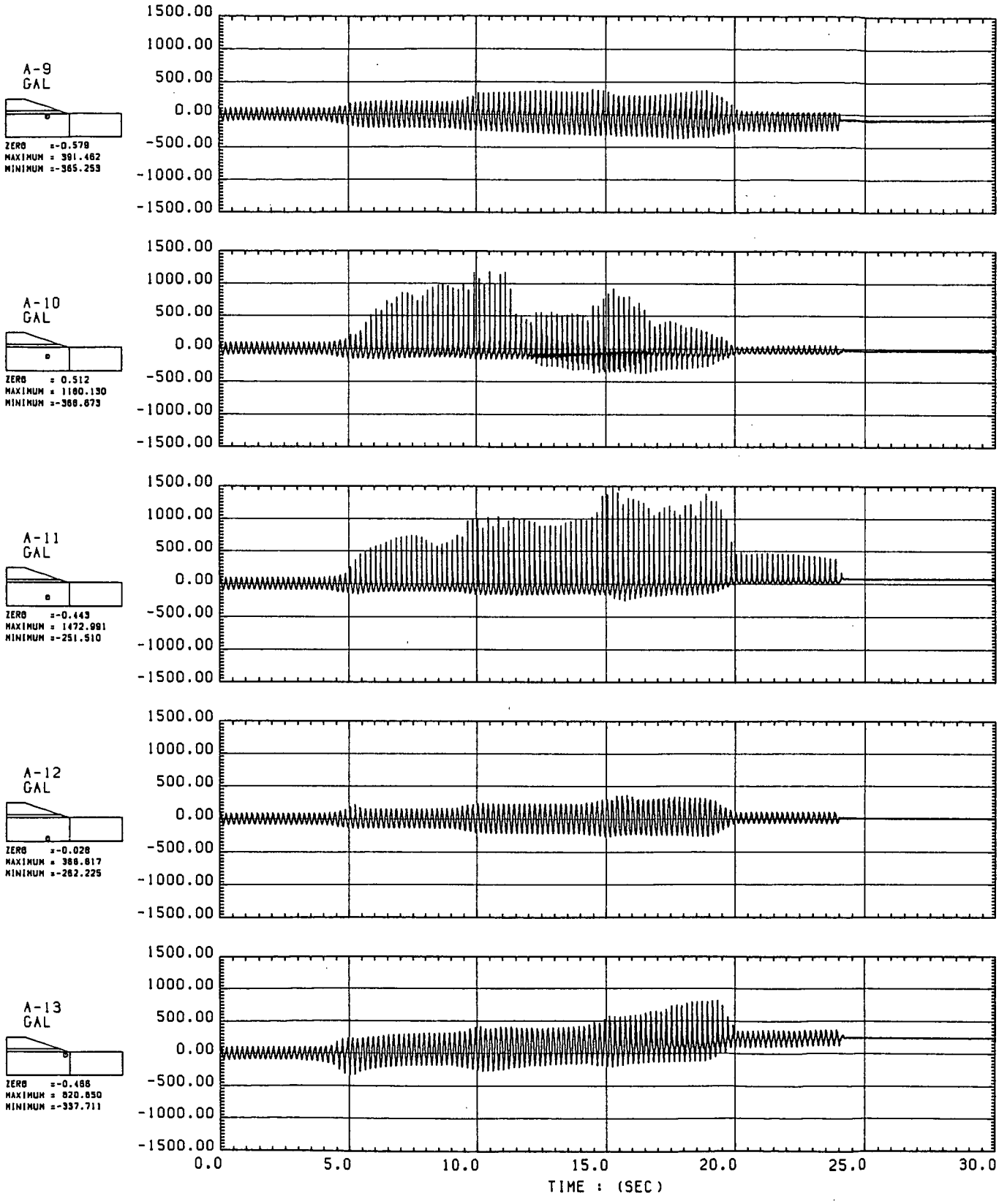
CASE7-1 STEP2 (300GAL/5HZ)



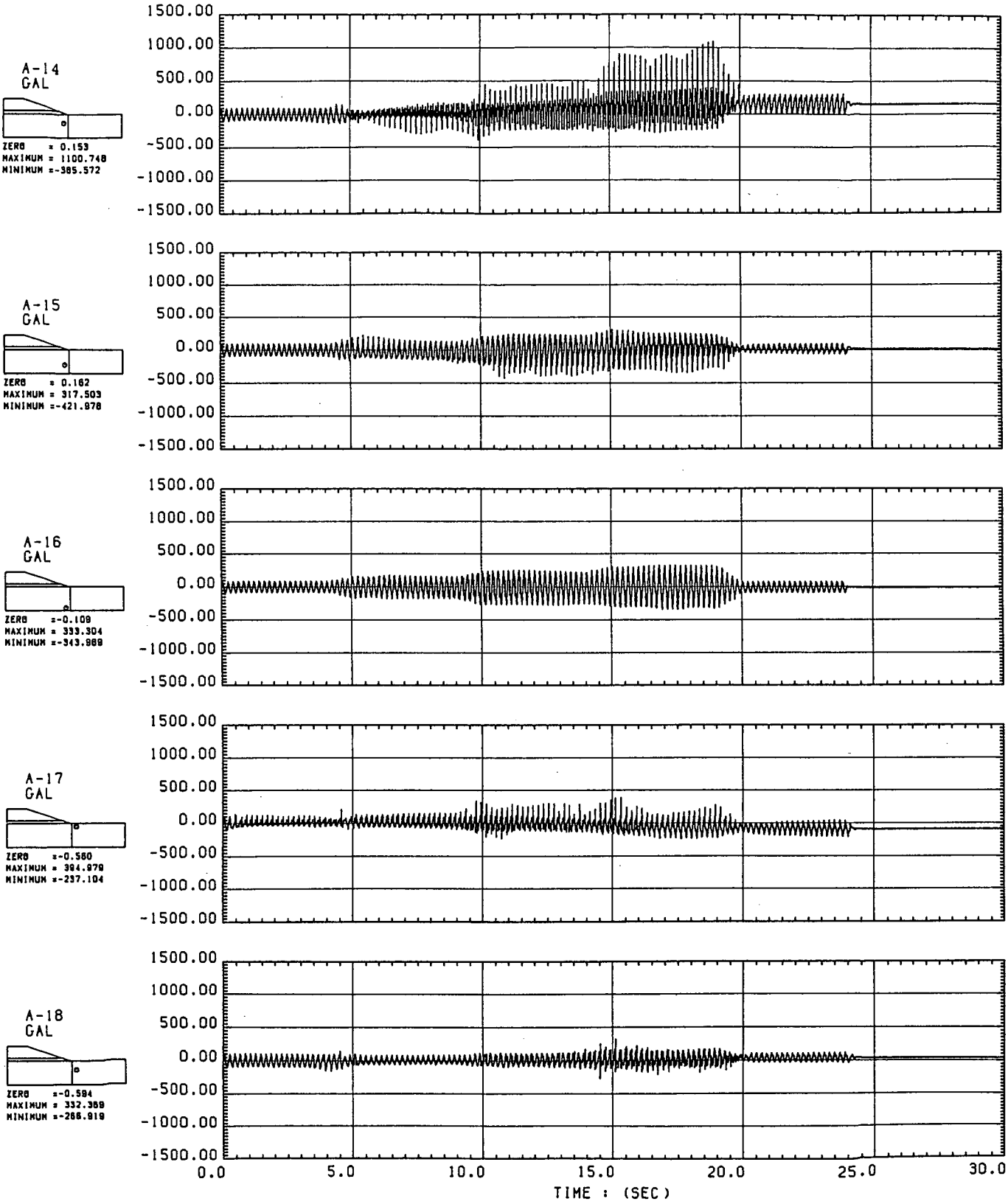
CASE7-1 STEP2 (300GAL/5HZ)



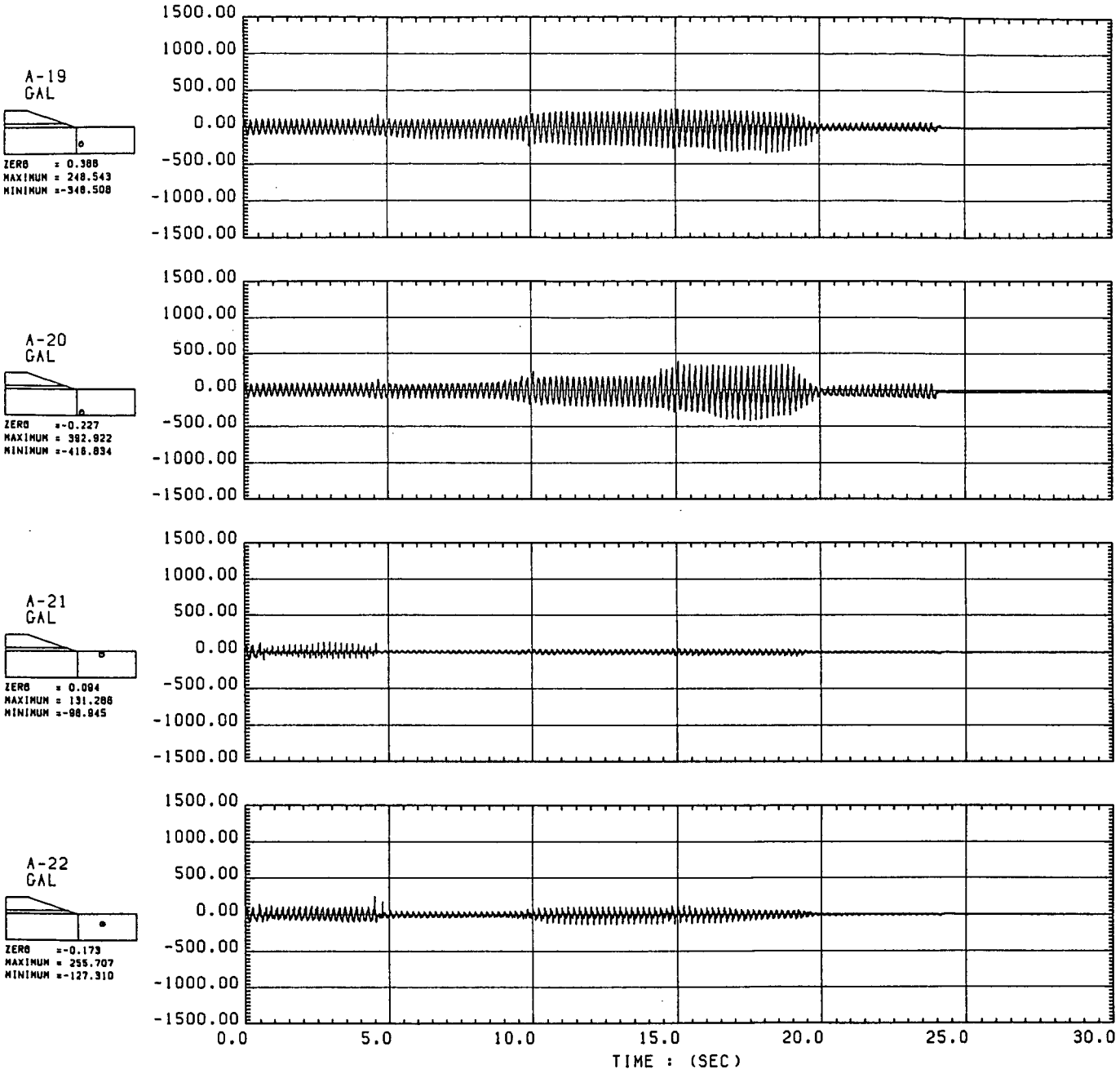
CASE7-1 STEP2 (300GAL/5HZ)



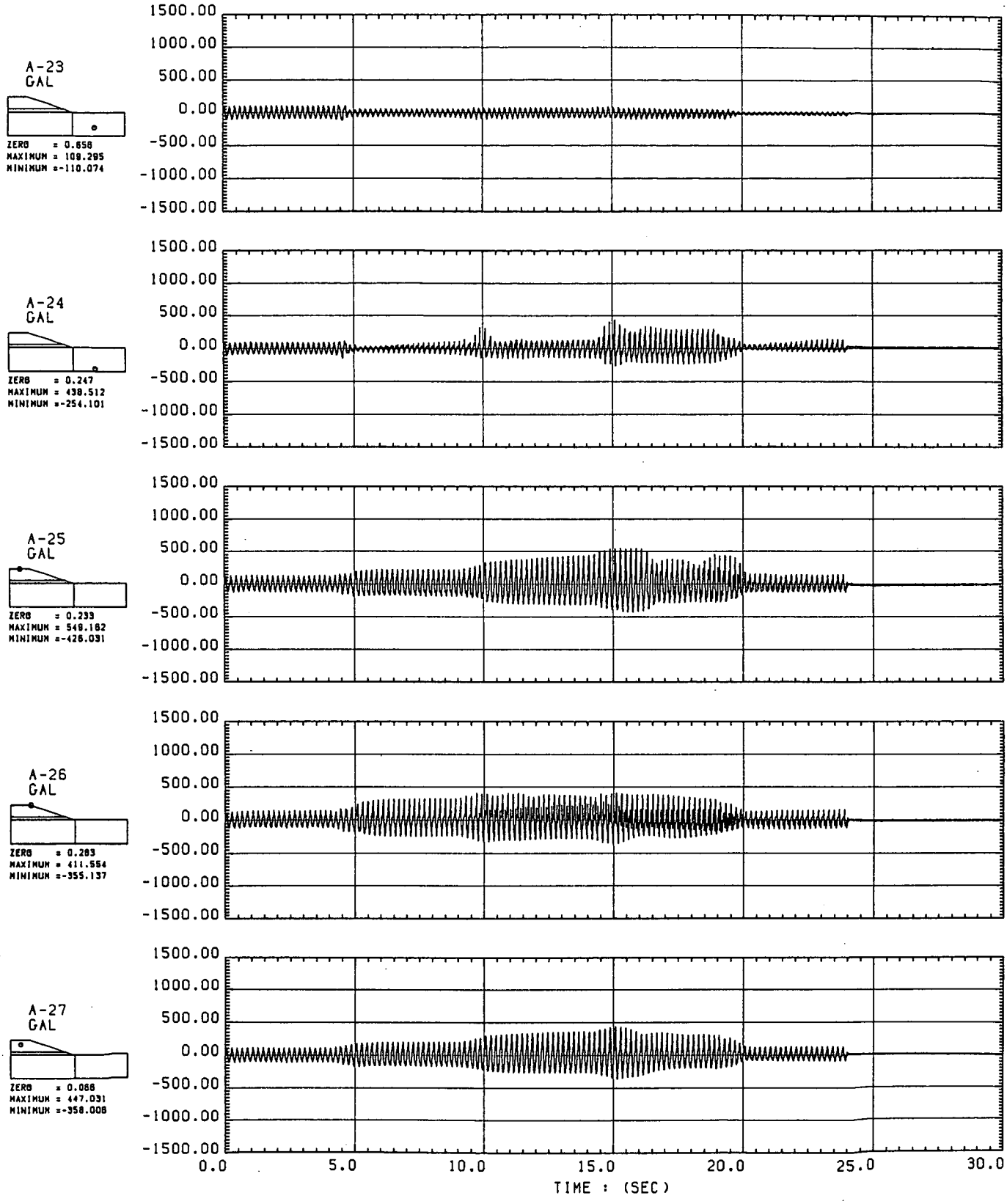
CASE7-1 STEP2 (300GAL/5HZ)



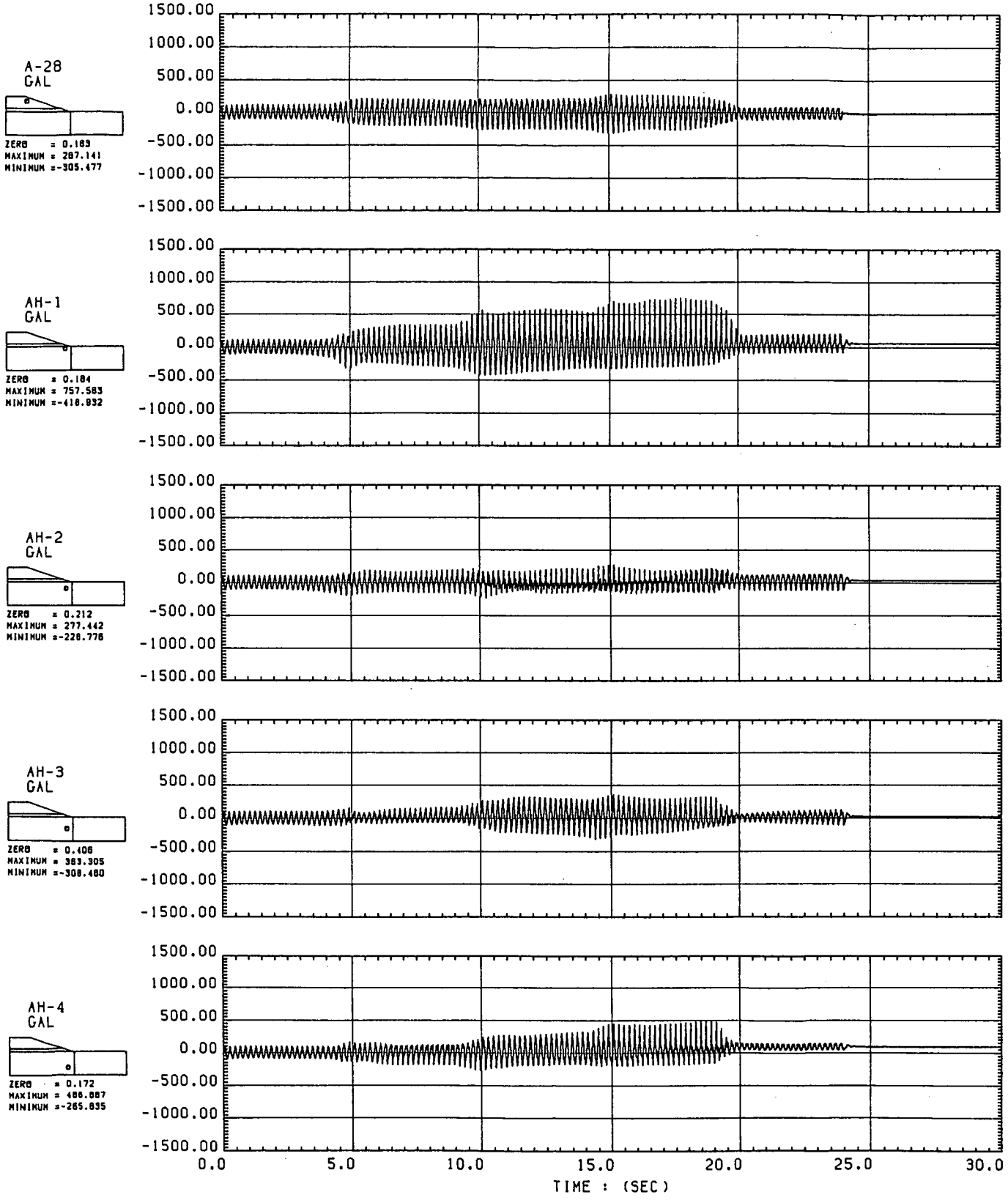
CASE7-1 STEP2 (300GAL/5HZ)



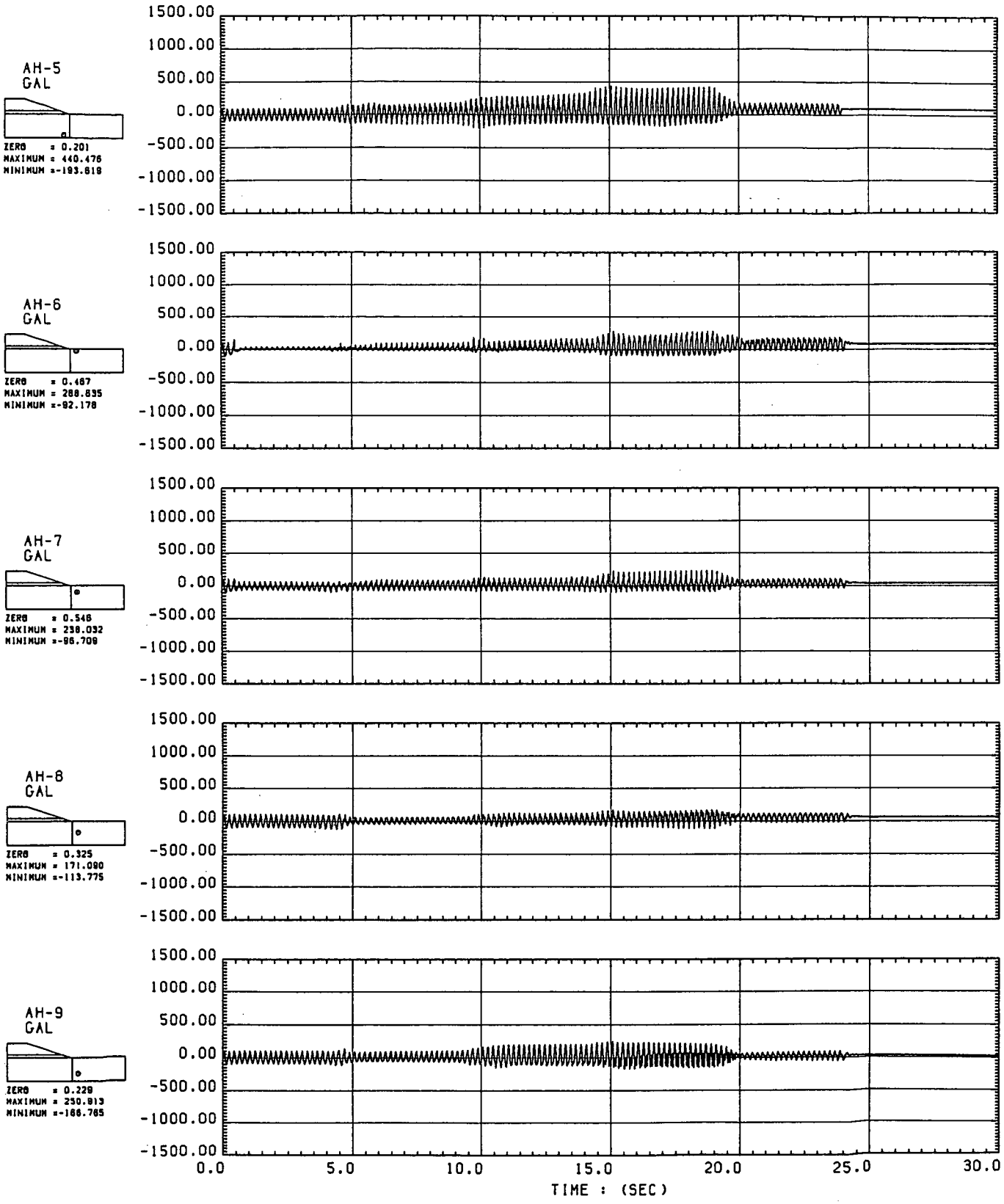
CASE7-2 STEP2 (300GAL/5HZ)



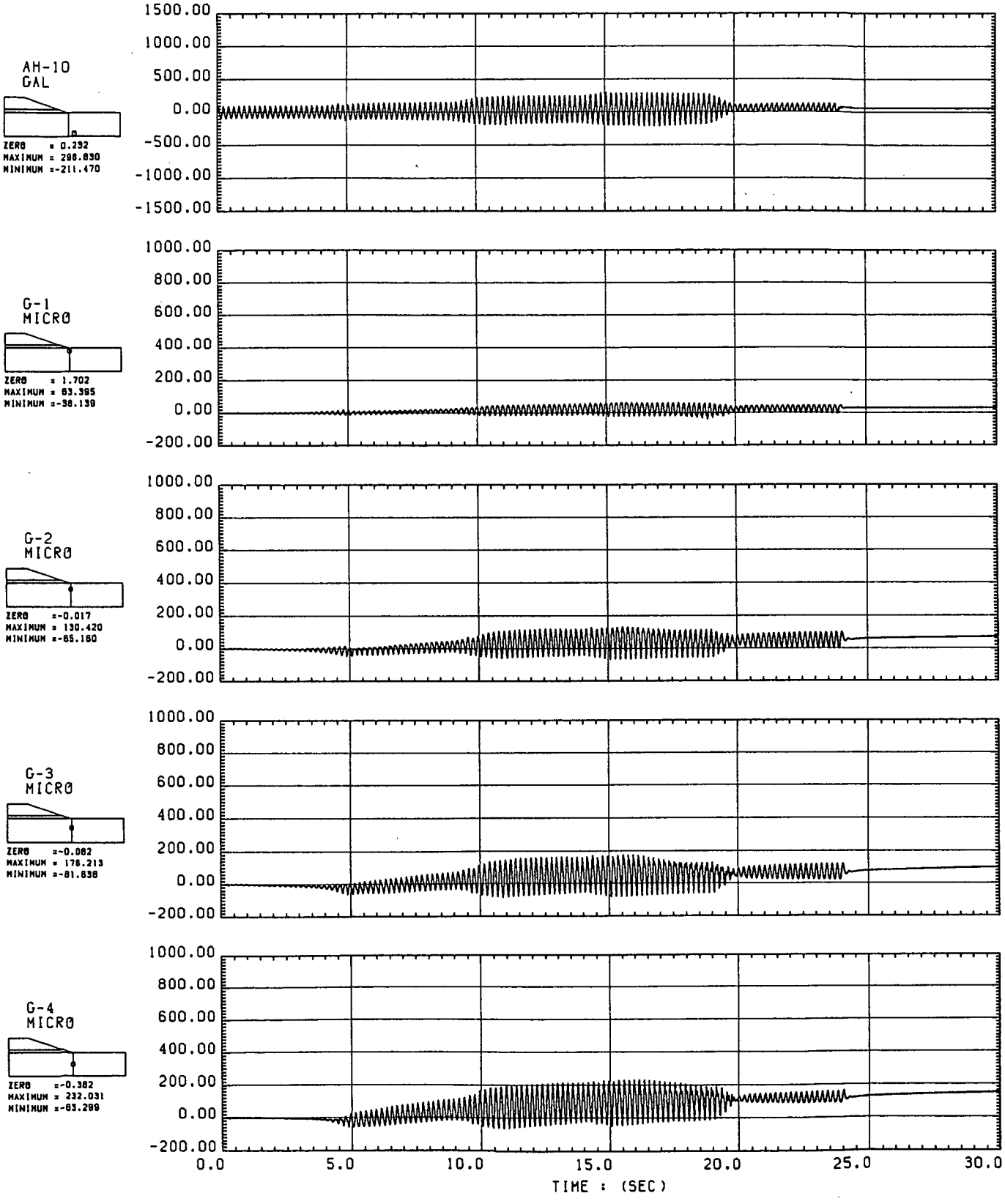
CASE7-2 STEP2 (300GAL/5HZ)



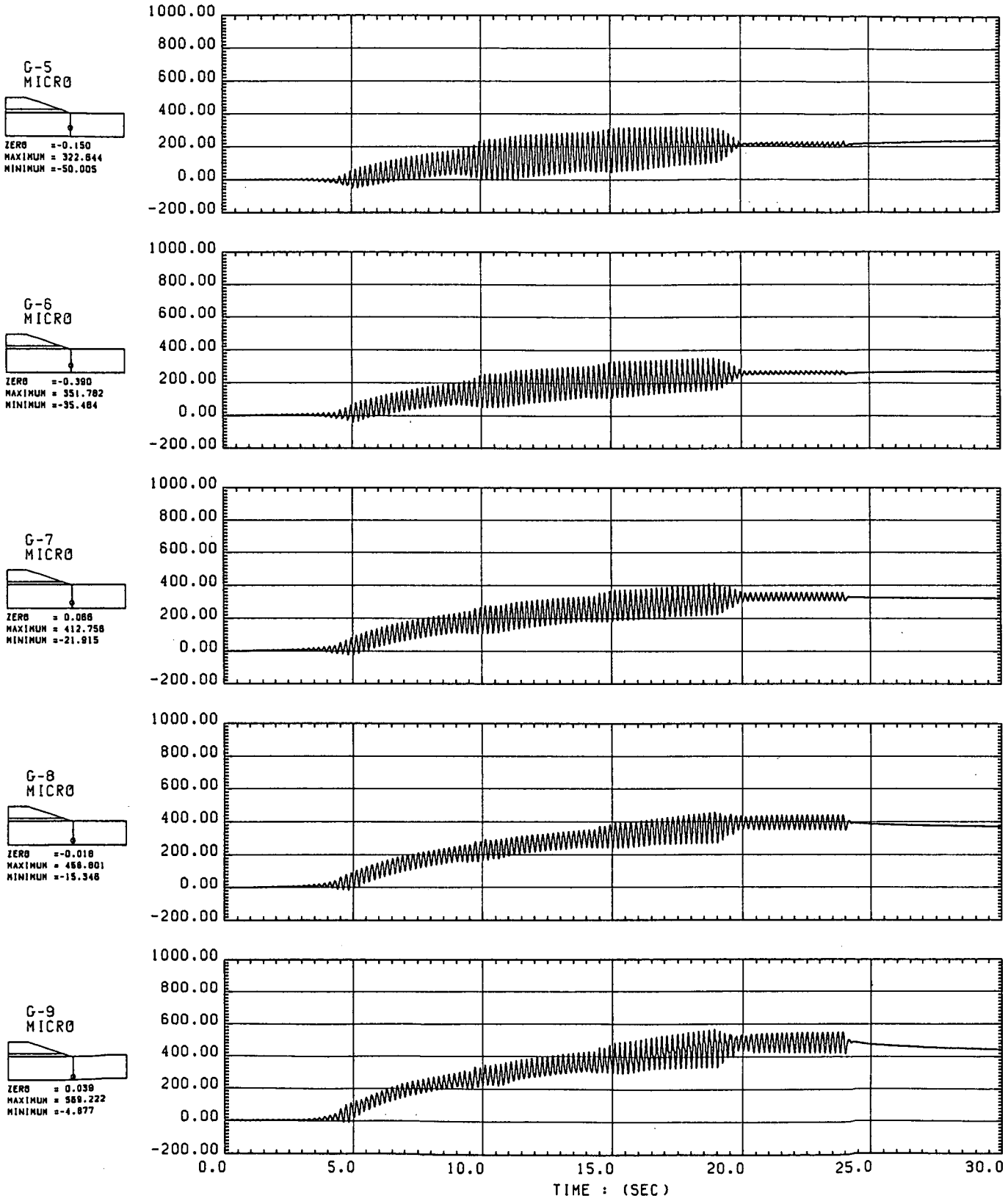
CASE7-2 STEP2 (300GAL/5HZ)



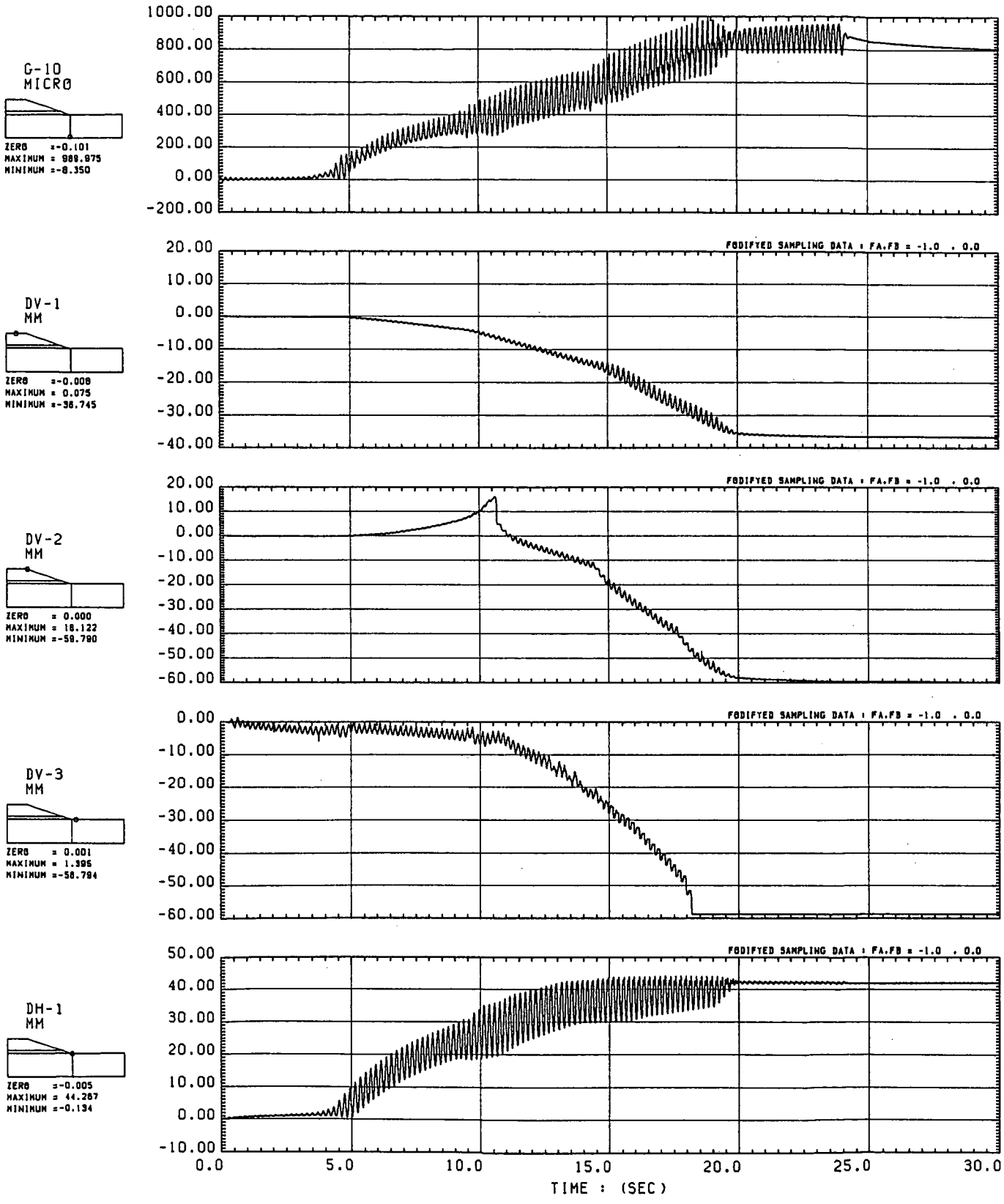
CASE7-2 STEP2 (300GAL/5HZ)



CASE7-2 STEP2 (300GAL/5HZ)



CASE7-2 STEP2 (300GAL/5HZ)



CASE7-2 STEP2 (300GAL/5HZ)

